

Vnam, 22/7/91

Uhamthong's

2) calculation of Q_{max} from Sakolovsky method.

Ex. A small tributary of Sedone near the toe of the Bolaven plateau with a mean height $H = 6.25$ m, the catchment area is $F = 203 \text{ km}^2$ no lake or pond in the basin.

The calculation of a peak flood discharge $Q_{max}(1\%)$ for this example is:

$$q_{200} = 5.4 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2; \quad m = 0.63 \quad \text{and} \quad \lambda = 1, \quad P = 1\%$$

$$Q_{max 1\%} = 5.4 \left(\frac{200}{203} \right)^{0.63} \times 1 \times 203 = 1085 \text{ m}^3/\text{s}$$

The formula is:

$$Q_p = q_{200} \left(\frac{200}{F} \right)^m \cdot \lambda \cdot \delta_p \cdot F$$

where

F : the catchment area in sq. km

$m = 0.63$ for mountainous regions

$$q_{200} = 5.4 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$$

λ : coefficient depend upon the size of river basin

$$\delta = \frac{HT}{(60 \cdot T)^{0.33}} \quad \text{or} \quad \delta = A + B \log N \quad \text{for precipitation index}$$

$T = 100$ year period ($P = 1\%$), A and $B \rightarrow$ figures

* For the same area with $F = 51 \text{ km}^2$ (upper Sedone)

with $L = 22.5 \text{ km}$, mean height of the basin = 410 m

$$Q_{max 1\%} = \frac{0.28 \cdot HT \cdot \delta \cdot F}{t_{\pi}} \cdot f$$

$$\text{where } t_{\pi} = \frac{L}{3.6 V_{\pi}} = \frac{22.5}{3.6 \times 2.5} = 2.5 \text{ h}$$

$$V_{\pi} = 0.7 \times 3.57 = 2.50 \text{ m/s}, \quad V_{max} = 3.57 \text{ m/s} \quad (\text{Seems to be higher})$$

$$T = t_{\pi} \cdot \mu = 2.5 \times 0.78 = 2 \text{ h}, \quad \mu = 0.78 \quad (\text{coefficient of reduction})$$

$$HT = \delta (T \cdot 60)^{0.33} = 24.8 \quad (2.0 \times 60)^{0.33} = 120 \text{ mm} \quad (\text{precipitation})$$

$$\delta = Q_{p \max} \quad (\text{table})$$

$$\delta = 0.35 \text{ for } HT < 150 \text{ mm and } F \text{ between } 10 \sim 100 \text{ km}^2$$

$f = 0.923$ coefficient of the hydrograph shape.

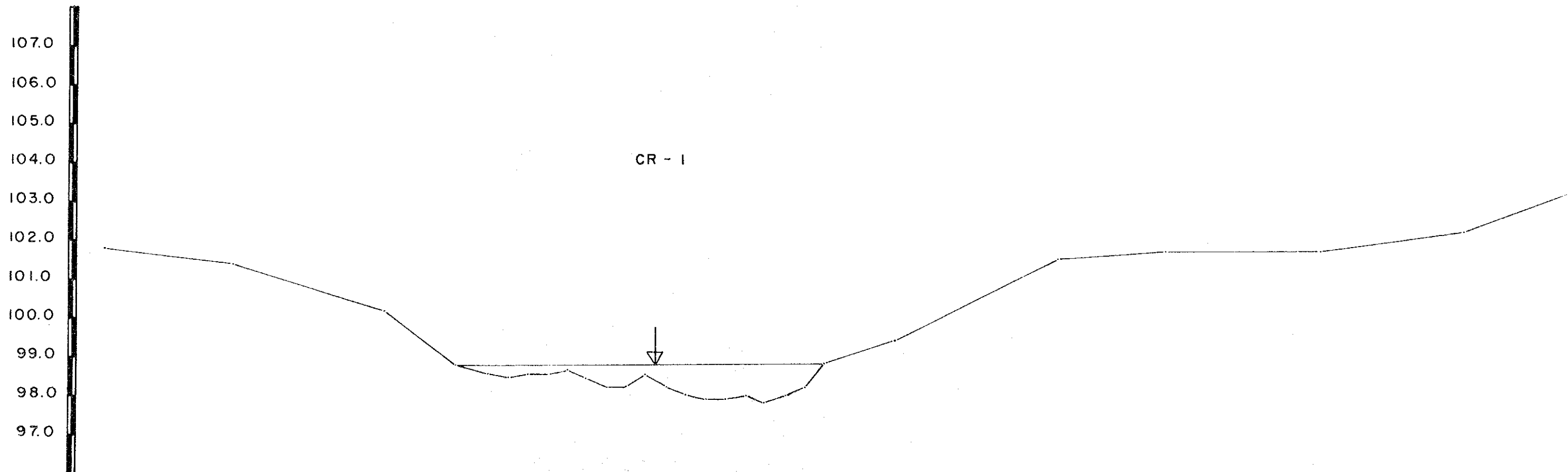
$$\text{Hence, } Q_{max 1\%} = \frac{0.28 \times 120 \times 0.35 \times 51 \text{ km}^2 \cdot 0.923}{2.5} = 221 \text{ m}^3/\text{s}$$

(all of these computations are only for information)

**CROSS SECTION OF XE KATAM RIVER
AT BAN NONGHIN (1/3)**

(10 m upstream from staff gauge)

SCALE 1: $\frac{100}{200}$



CR - 1



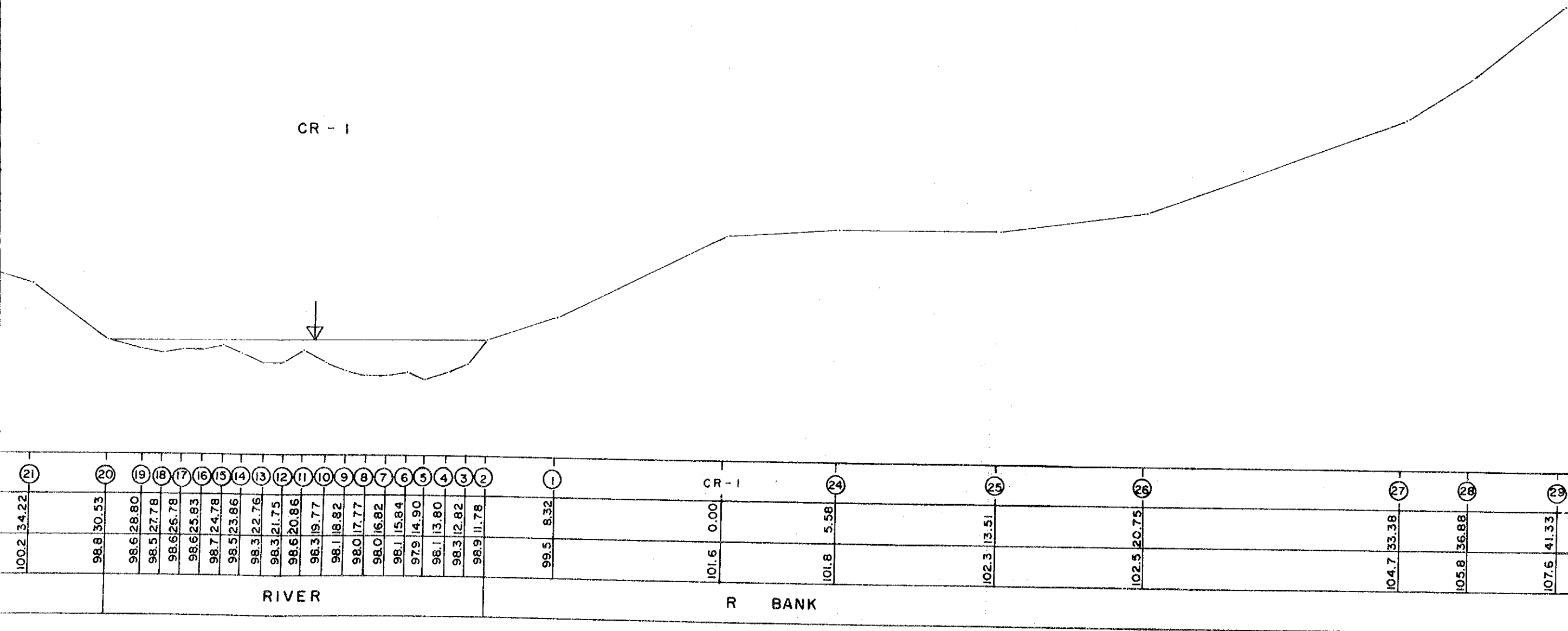
POINT	23	22	21	20	19	18	17	16	15	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	CR - 1	24	25	26
DISTANCE	48.35	41.86	34.22	30.53	28.80	27.78	26.78	25.83	24.78	23.86	22.76	21.75	20.86	19.77	18.82	17.77	16.82	15.84	14.90	13.80	12.82	11.78	8.32	0.00	5.58	13.51	20.75
ELEVATION	101.8	101.4	100.2	98.6	98.6	98.5	98.6	98.6	98.7	98.5	98.3	98.3	98.6	98.3	98.1	98.0	98.0	98.1	97.9	98.1	98.3	98.9	99.5	101.6	101.8	102.3	102.5
REMARK	L BANK				RIVER																		R BANK				

CROSS SECTION OF XE KATAM RIVER

AT BAN NONGHIN (1/3)

(10 m upstream from staff gauge)

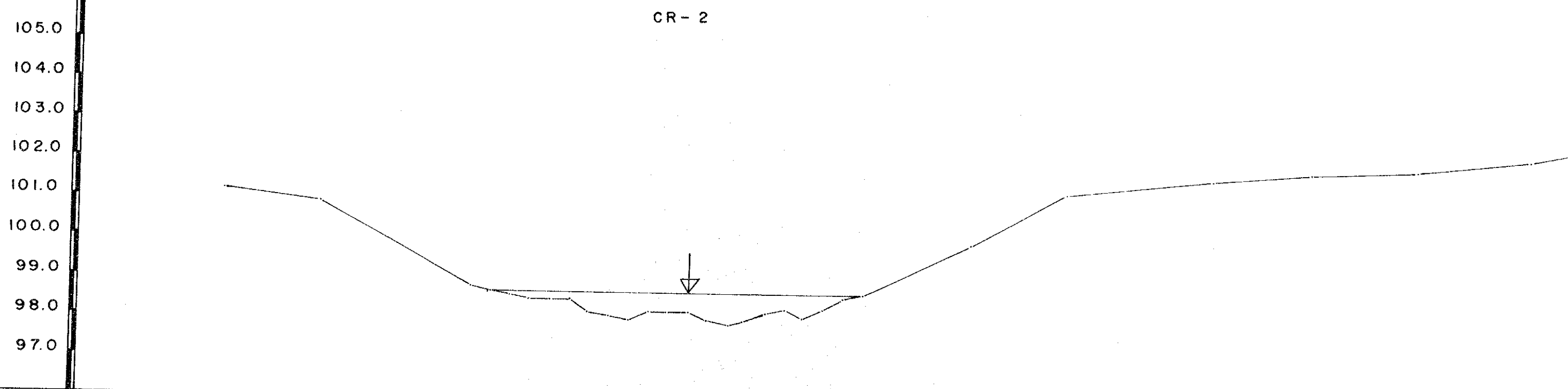
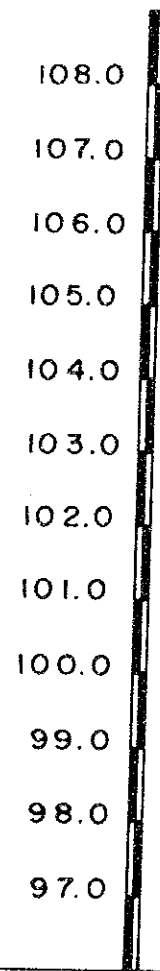
SCALE 1: $\frac{100}{200}$



by HEC

**CROSS SECTION OF XE KATAM RIVER
AT BAN NONGHIN (2/3)**

(at staff gauge)

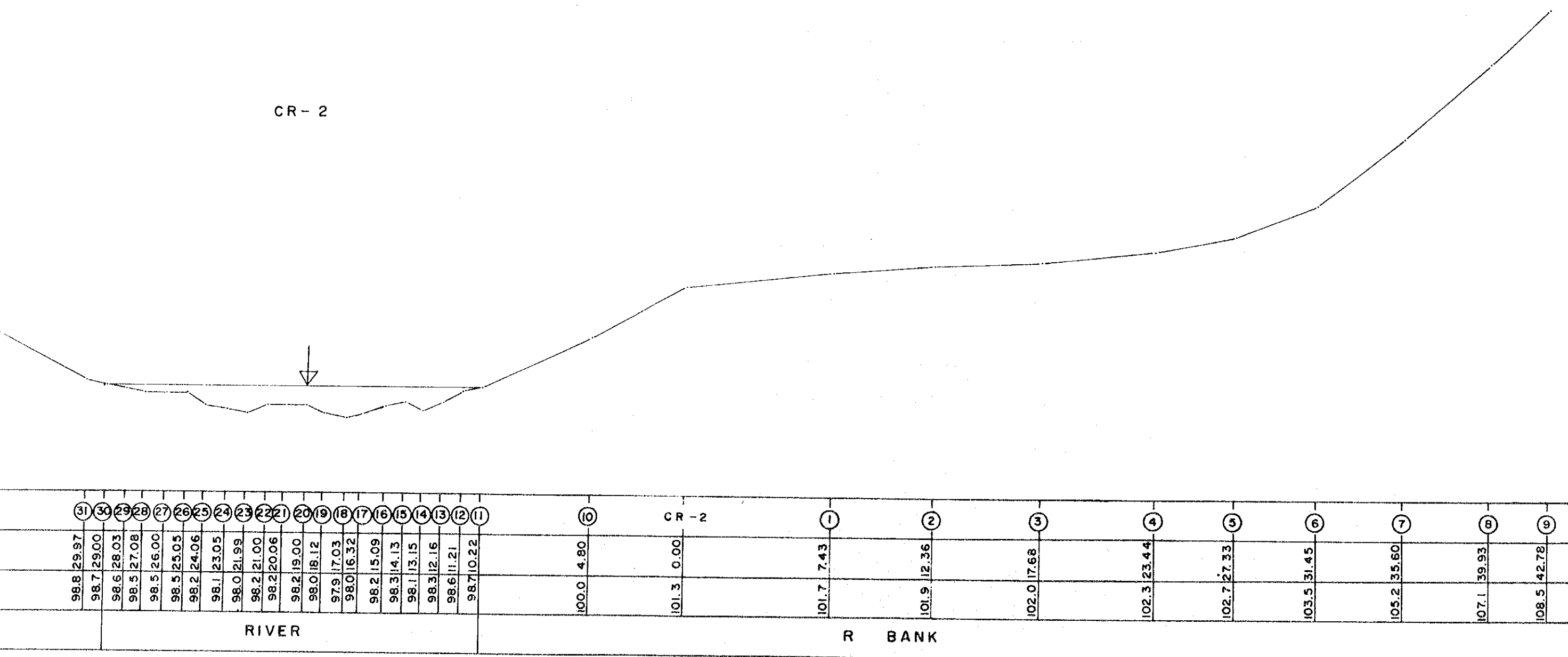


CR-2

POINT		33	32	31	30	29	28	27	26	25	24	23	22	21	20	19	18	17	16	15	14	13	12	11		10	CR-2	1	2	3	4
DISTANCE		42.65	37.67	29.97	29.00	28.03	27.08	26.00	25.05	24.06	23.05	21.99	21.00	20.06	19.00	18.12	17.03	16.32	15.09	14.13	13.15	12.16	11.21	10.22		4.80	0.00	7.43	12.36	17.68	23.44
ELEVATION		101.2	100.9	98.8	98.7	98.6	98.5	98.5	98.5	98.2	98.1	98.0	98.2	98.2	98.2	98.0	97.9	98.0	98.2	98.3	98.1	98.3	98.6	98.7		100.0	101.3	101.7	101.9	102.0	102.3
REMARK		L BANK		RIVER																							R BANK				

**CROSS SECTION OF XE KATAM RIVER
AT BAN NONGHIN (2/3)**

(at staff gauge)



by HEC

**CROSS SECTION OF XE KATAM RIVER
AT BAN NONGHIN (3/3)
(10 m downstream from staff gauge)**

109.0
108.0
107.0
106.0
105.0
104.0
103.0
102.0
101.0
100.0
99.0
98.0

CR - 3

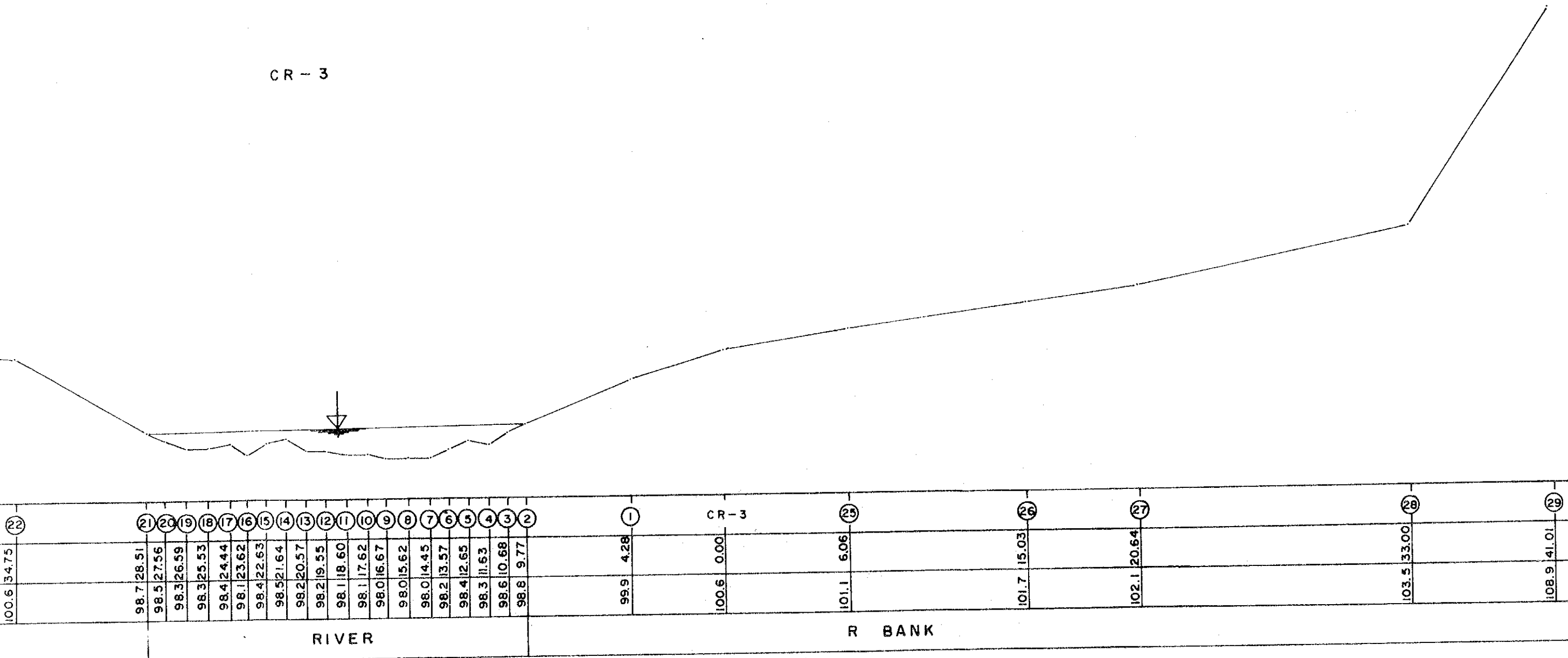
POINT	23	22	21	20	19	18	17	16	15	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	CR-3	25	26	27
DISTANCE	42.22	34.75	28.51	27.56	26.59	25.53	24.44	23.62	22.63	21.64	20.57	19.55	18.60	17.62	16.67	15.62	14.45	13.57	12.65	11.63	10.68	9.77	4.28	0.00	6.06	15.03	20.64
ELEVATION	100.9	100.6	98.7	98.5	98.3	98.3	98.4	98.1	98.4	98.5	98.2	98.2	98.1	98.1	98.0	98.0	98.2	98.4	98.3	98.3	98.6	98.8	99.9	100.6	101.1	101.7	102.1
REMARK	L BANK		RIVER																			R BANK					

CROSS SECTION OF XE KATAM RIVER

AT BAN NONGHIN (3/3)

(10 m downstream from staff gauge)

CR - 3



by HEC

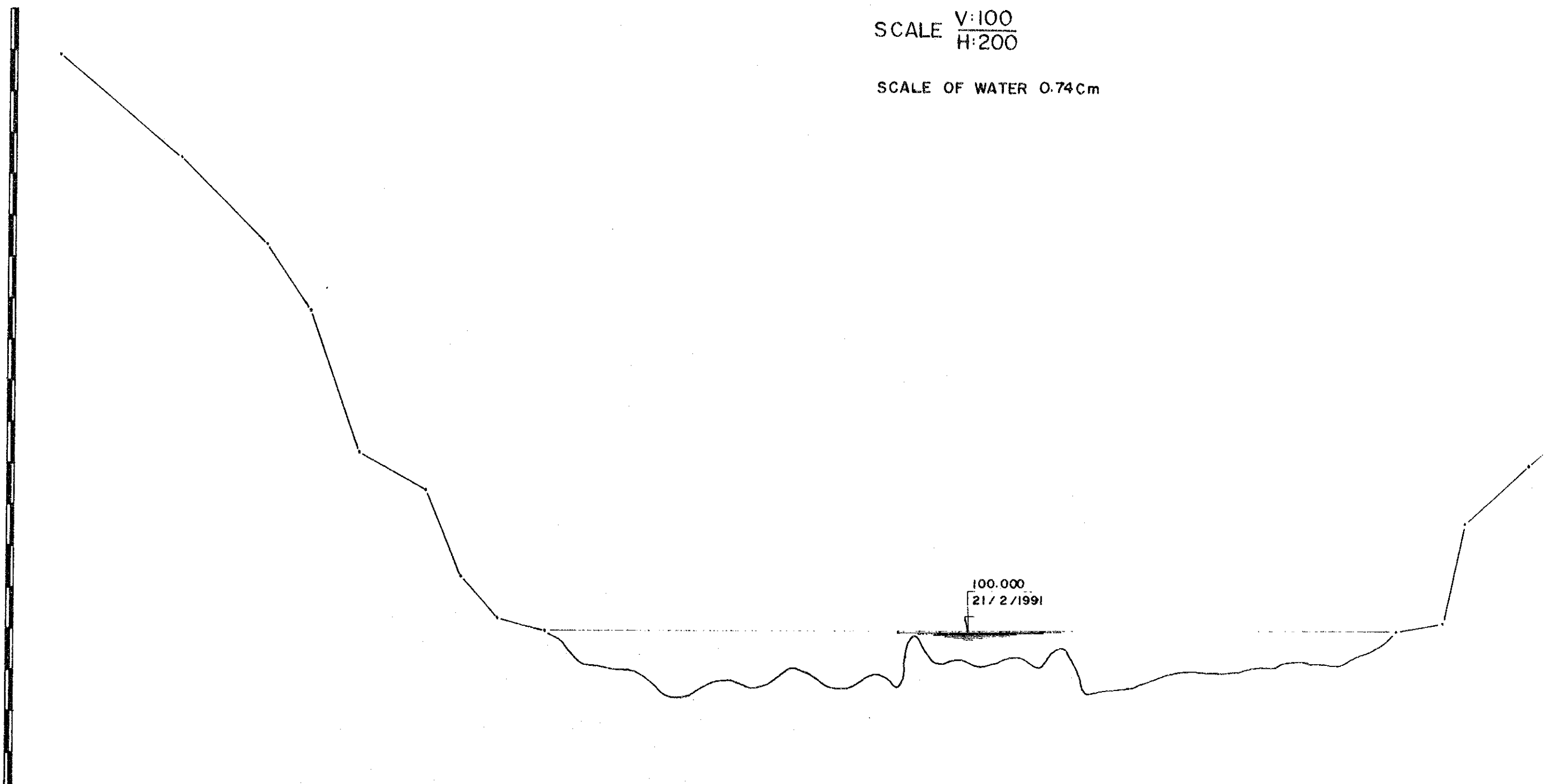
CROSS SECTION OF XE NAMNOY RIVER AT BAN LATSASIN (2/2)

(at staff gauge)

SCALE $\frac{V:100}{H:200}$

SCALE OF WATER 0.74cm

115
114
113
112
111
110
109
108
107
106
105
104
103
102
101
100
99
98
97



POINT	9	8	7	6	5	4	3	2	1	4	3	8	9	3	8	7	6	5	4	3	2	1	1'	2'	3'	4'																																				
DISTANCE		6.00	4.15	2.5	2.25	3.10	1.70	1.90	2.35														2.10	1.10	3.35	3.33																																				
ELEVATION	113.968	111.418	109.302	107.731	104.384	103.408	101.396	100.374	100.000	99.275	99.195	99.050	98.810	98.495	98.460	98.760	98.840	98.620	98.860	99.190	98.935	98.610	98.720	98.920	98.670	99.920	99.250	99.380	99.190	99.200	99.350	99.130	99.620	98.570	98.660	98.670	98.840	98.930	99.040	99.050	99.085	99.115	99.140	99.200	99.260	99.200	99.340	99.450	99.520	100.000	100.253	102.625	104.094									
REMARK	SOIL										LEFT																										RIVER (ROCK)																									

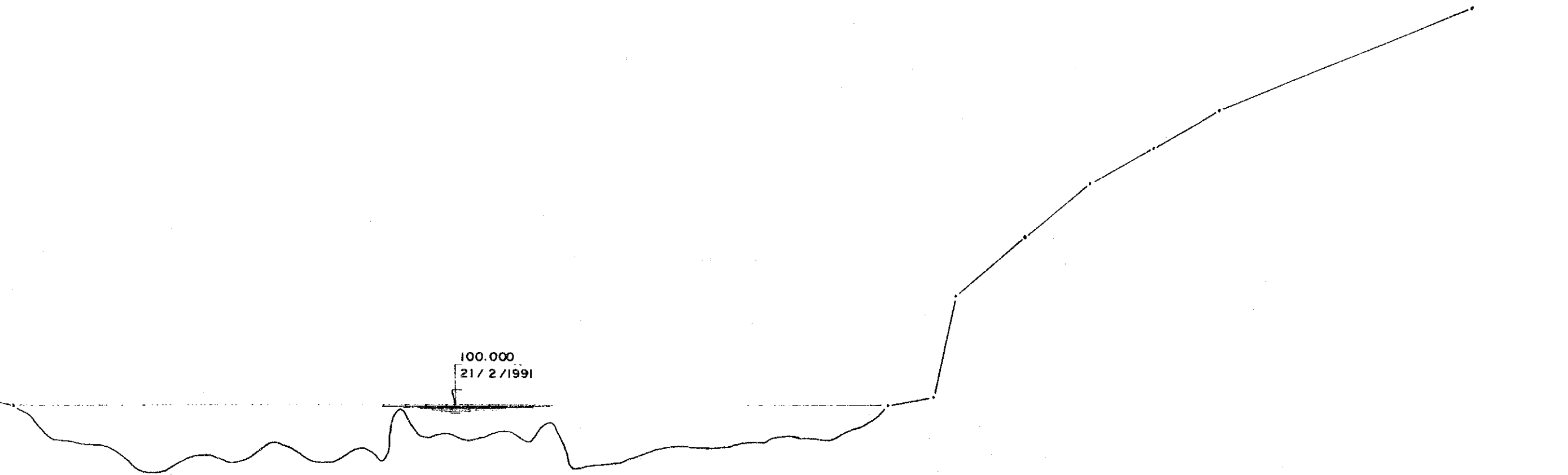
CROSS SECTION OF XE NAMNOY RIVER

AT BAN LATSASIN (2/2)

(at staff gauge)

SCALE $\frac{V:100}{H:200}$

SCALE OF WATER 0.74cm



41	40	39	38	37	36	35	34	33	32	31	30	29	28	27	26	25	24	23	22	21	20	19	18	17	16	15	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	1'	2'	3'	4'	5'	6'	7'	8'							
100.00	99.275	99.195	99.050	98.810	98.495	98.460	98.760	98.840	98.620	98.860	99.190	98.935	98.610	98.720	98.920	98.670	99.920	99.250	99.380	98.190	99.200	99.350	99.130	99.620	98.570	98.660	98.670	98.840	98.930	99.040	99.050	99.085	99.115	99.140	98.200	99.260	99.200	99.340	99.450	99.520	100.00	2.10	100.253	1.10	102.625	3.35	104.094	3.33	105.324	3.13	106.106	3.33	107.038	12.00	109.598
RIVER (ROCK)																					RIGHT											SOIL																							

by HEC

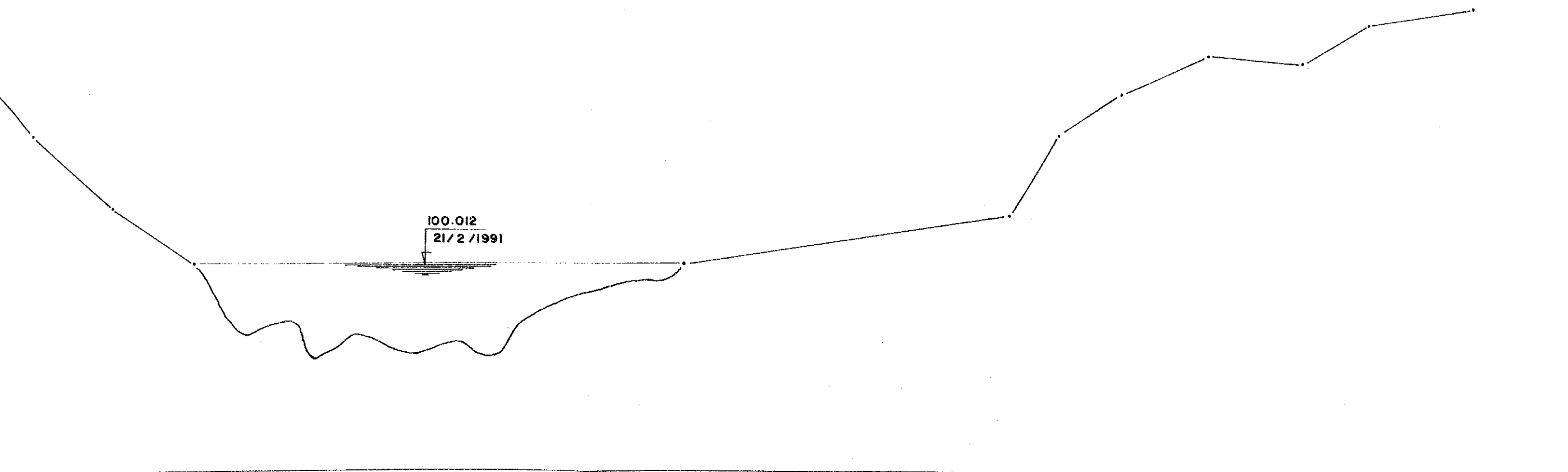
CROSS SECTION OF XE NAMNOY RIVER

AT BAN LATSASIN (1/2)

(15 m upstream from staff gauge)

SCALE $\frac{V: 100}{H: 200}$

SCALE OF WATER 0.74 cm



3	2	1	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	2'	3'	4'	5'	6'	7'	8'				
103.054	101.395	100.012	99.767	98.762	98.287	98.512	98.637	97.642	97.997	98.332	98.152	97.827	97.717	98.012	98.172	97.772	97.732	98.682	98.892	99.072	99.342	99.352	99.562	99.402	100.012	101.266	103.194	104.175	105.084	104.864	105.890	106.240				
ROCK		RIVER (ROCK)																							RIGHT	ROCK	SOIL									

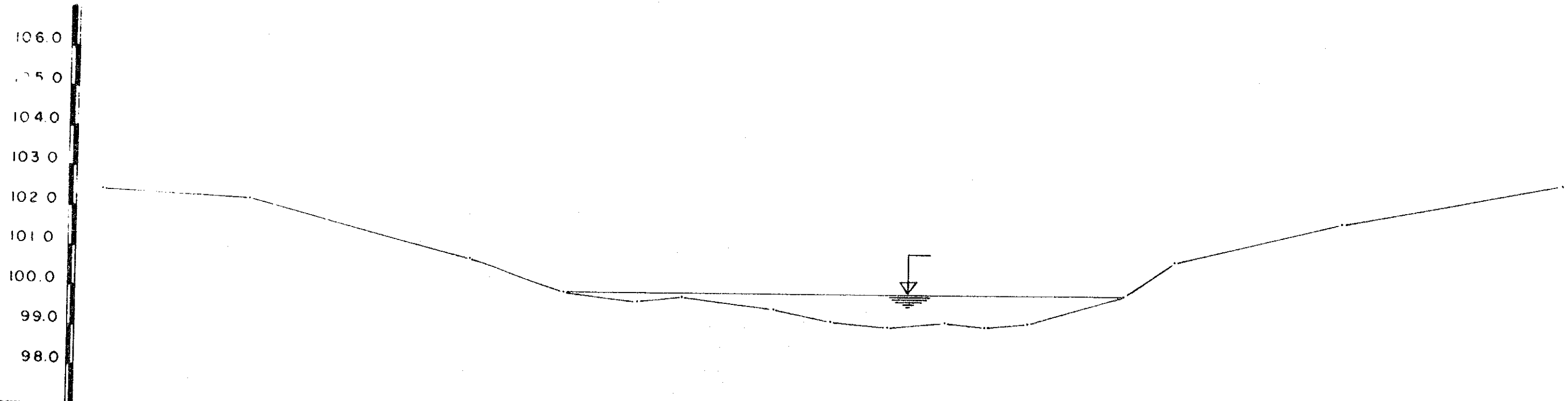
by HEC

CROSS SECTION OF HOUAY MAKCHAN RIVER

AT NIKHON34 (1/3)

(10 m upstream from staff gauge at bridge)

SCALE 1 $\frac{100}{100}$

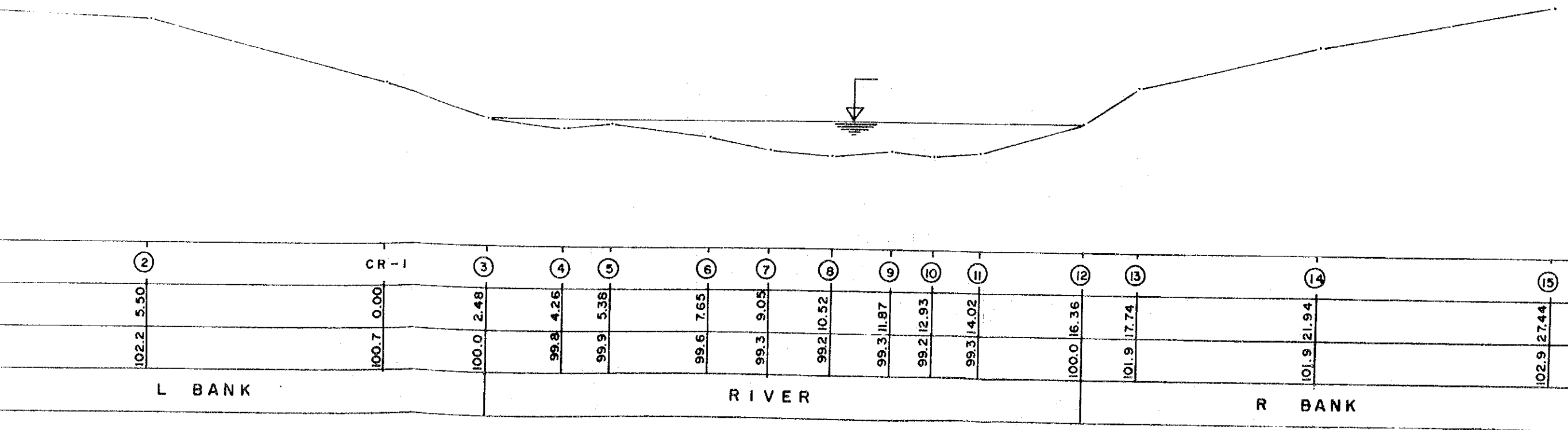


POINT	①	②	CR - 1	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪	⑫	⑬	⑭	⑮
DISTANCE	9.25	5.50	0.00	2.48	4.26	5.38	7.65	9.05	10.52	11.87	12.93	14.02	16.36	17.74	21.94	27.44
ELEVATION	102.4	102.2	100.7	100.0	99.8	99.9	99.6	99.3	99.2	99.3	99.2	99.3	100.0	101.9	101.9	102.9
REMARK	L BANK			RIVER									R BANK			

**CROSS SECTION OF HOUAY MAKCHAN RIVER
AT NIKHON34 (1/3)**

(10 m upstream from staff gauge at bridge)

SCALE 1 $\frac{100}{100}$



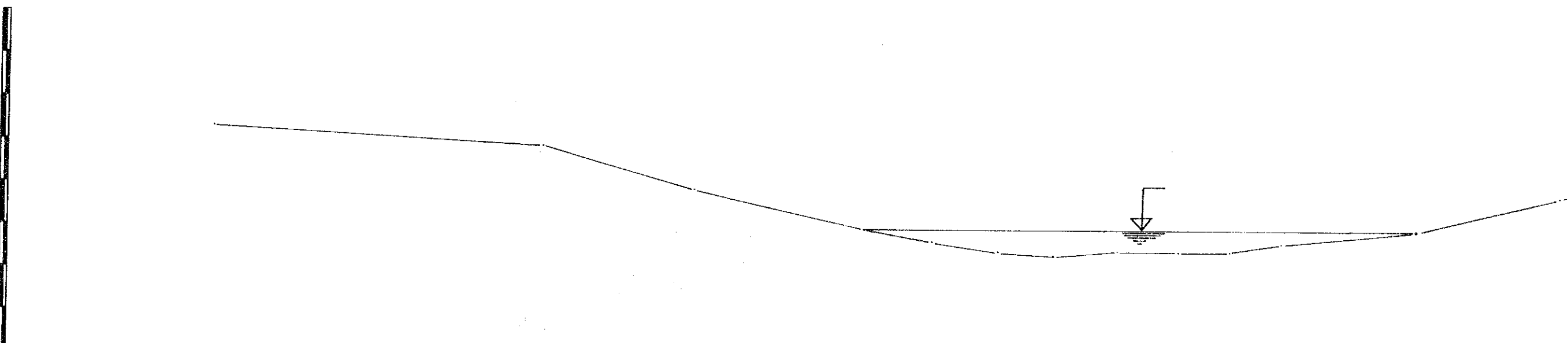
by HEC

CROSS SECTION OF HOUAY MAKCHAN RIVER

AT NIKHON34 (2/3)

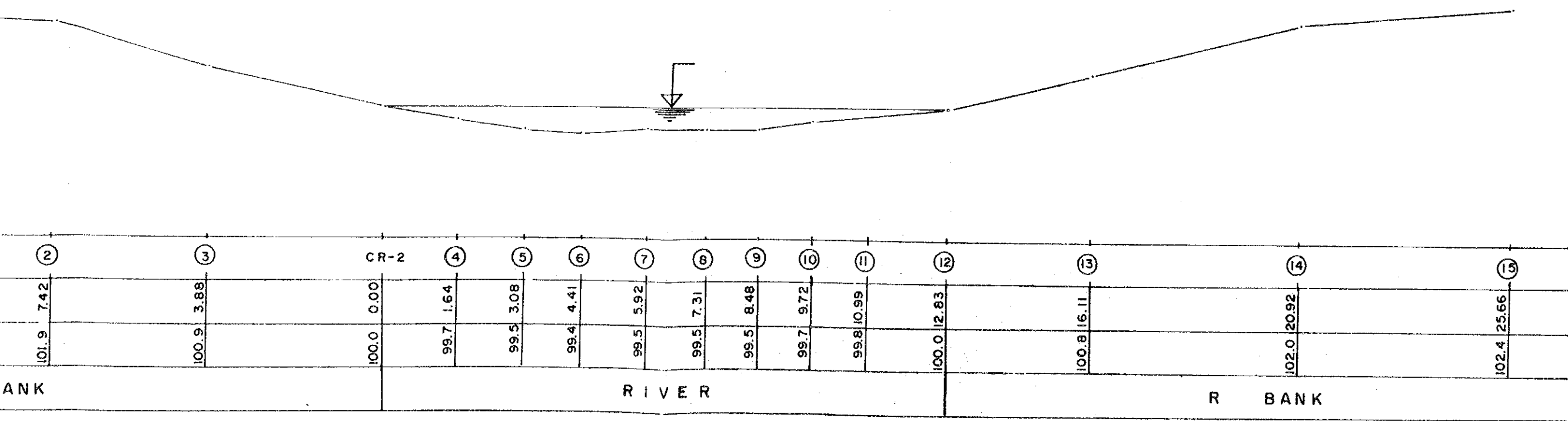
(at staff gauge)

104.0
103.0
102.0
101.0
100.0
99.0
98.0



POINT	①	②	③	CR-2	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪	⑫	⑬
DISTANCE	15.10	7.42	3.88	0.00	1.64	3.08	4.41	5.92	7.31	8.48	9.72	10.99	12.83	16.11
ELEVATION	102.3	101.9	100.9	100.0	99.7	99.5	99.4	99.5	99.5	99.5	99.7	99.8	100.0	100.8
REMARK	L BANK				RIVER									

CROSS SECTION OF HOUAY MAKCHAN RIVER
 AT NIKHON34 (2/3)
 (at staff gauge)

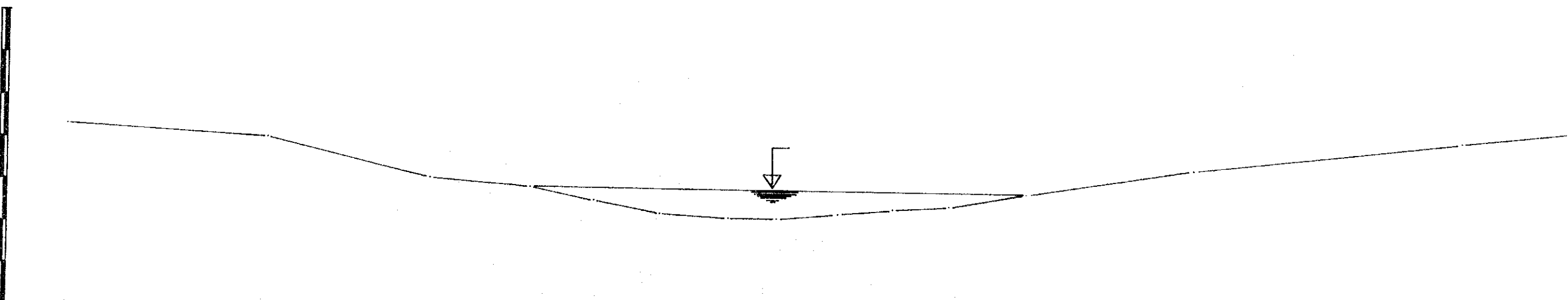
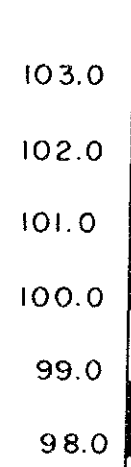


by HEC

CROSS SECTION OF HOUAY MAKCHAN RIVER

AT NIKHON34 (3/3)

(10 m downstream from staff gauge)

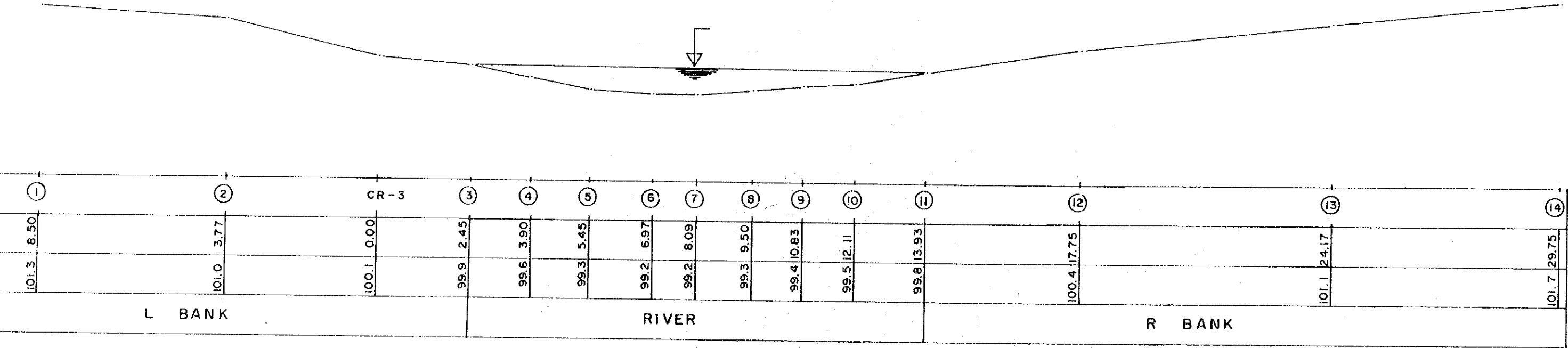


POINT	①	②	CR-3	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪	⑫	⑬
DISTANCE	8.50	3.77	0.00	2.45	3.90	5.45	6.97	8.09	9.50	10.83	12.11	13.93	17.75	24.17
ELEVATION	101.3	101.0	100.1	99.9	99.6	99.3	99.2	99.2	99.3	99.4	99.5	99.8	100.4	101.1
REMARK	L BANK			RIVER								R BANK		

CROSS SECTION OF HOUAY MAKCHAN RIVER

AT NIKHON34 (3/3)

(10 m downstream from staff gauge)



by HEC

Appendix 4. 調整池容量

目 次

	頁
A 4. 1 調整池の必要性	AP- 4 - 1
A 4. 2 計算条件	AP- 4 - 1
A 4. 3 検討結果	AP- 4 - 1
A 4. 4 池の運用について	AP- 4 - 2

A 4.1 調整池の必要性

本計画は流れ込み発電所のため、基本的には川の流入量がそのまま発電電力となる。一方、電力需要は時々刻々変化し、深夜の軽負荷から夕刻のピーク負荷まで大幅に変化する。本計画の運用開始後、特に渇水期に於いてピーク時に電力不足が生ずるにもかかわらず、深夜には溢水が生ずる恐れがある。この深夜の溢水電力をピーク時にあてられれば効果的にXe Katam川のエネルギーを負荷に合わせて運用する事ができ、電力の安定供給につながるものである。このために本計画ではA 4.2の設定で必要池容量を算出し、この提示を基に調整池を設置することとした。

A 4.2 計算条件

以下の条件で計算した。

- 流 量 : 1.10m³/sec 95%保証値
- 溢水電力 : 0とする。
- 有効落差 : 一定
- 水車効率 : 負荷により変化
- 受電電力 : 溢水電力を0とするために必要な電力量
- 検討期間 : 深夜の軽負荷が約1,400kW (1.1m³/sec相当) 上廻る、つまり深夜に溢水が生じない迄の期間とする。(1995~2006年)

この計算結果を Table A-4-1 に示す。

A 4.3 検討結果

この検討結果では2000年に必要な池容量は11,100m³と試算された。ただし2001年以降にはこの値が降下する事、日負荷曲線が想定されたものである事、更に建設費の削減を図る目的から池容量を10,000m³とした。

A 4.4 池の運用について

本計算ケースでは、 $1.1\text{m}^3/\text{sec}$ を設定して計算したために、将来需要が大きくなった時に池が有効活用できないような結果となっているが、負荷が増大した時には、たとえば $1.5\text{m}^3/\text{s}$ 等川の流量を大きな値に置きかえる事で深夜の溢水を極力押さえる事ができ、有効活用が図れるものである。

Calculation of Regulating Pond Capacity (1)

Inflow=1.10m³/S

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	Total	
	645	645	645	671	738	802	879	1074	1291	1265	1265	1291	808	952	1265	1291	1361	1174	859	832	780	723	671	645	22573	
	1	1	1	1	1	1	1	2	2	2	2	2	1	1	2	2	2	2	1	1	1	1	1	1	1	0
	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10 (Average)
	0.52	0.52	0.52	0.54	0.59	0.64	0.70	0.86	1.04	1.01	1.01	1.04	0.65	0.76	1.01	1.04	1.09	0.94	0.69	0.67	0.62	0.58	0.54	0.52	0.75 (Average)	
	0.58	0.58	0.58	0.56	0.51	0.46	0.40	0.24	0.06	0.09	0.09	0.06	0.45	0.34	0.09	0.06	0.01	0.16	0.41	0.43	0.48	0.52	0.56	0.58	0.35 (Average)	
	12.85	14.95	17.05	19.07	20.90	22.55	23.97	24.83	25.06	25.37	25.68	25.91	27.54	28.76	29.07	29.30	29.33	29.90	1.48	3.05	4.76	6.63	8.65	10.75	29.90	
0.00																			29.90	Start						
	722	722	722	752	827	898	984	1203	1446	1417	1417	1446	905	1067	1417	1446	1524	1315	962	932	874	810	752	722	25281	
	1	1	1	1	1	1	1	2	2	2	2	2	1	2	2	2	2	2	1	1	1	1	1	1	1	0
	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10 (Average)
	0.58	0.58	0.58	0.60	0.66	0.72	0.79	0.97	1.16	1.14	1.14	1.16	0.72	0.86	1.14	1.16	1.22	1.05	0.77	0.75	0.70	0.65	0.60	0.58	0.84 (Average)	
	0.52	0.52	0.52	0.50	0.44	0.38	0.31	0.13	-0.06	-0.04	-0.04	-0.06	0.38	0.24	-0.04	-0.06	-0.12	0.05	0.33	0.35	0.40	0.45	0.50	0.52	0.26 (Average)	
	11.24	13.11	14.99	16.78	18.36	19.73	20.85	21.34	21.13	21.00	20.87	20.66	22.01	22.89	22.76	22.55	22.11	0.16	1.35	2.63	4.07	5.69	7.49	9.36	22.11	
0.78								21.34				20.66		22.89			22.11	Start								
	773	773	773	804	884	961	1053	1288	1547	1516	1516	1547	968	1141	1516	1547	1631	1407	1029	997	935	866	804	773	27051	
	1	1	1	1	1	1	2	2	2	2	2	2	1	2	2	2	2	2	2	1	1	1	1	1	1	0
	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10 (Average)
	0.62	0.62	0.62	0.64	0.71	0.77	0.84	1.03	1.24	1.21	1.21	1.24	0.78	0.92	1.21	1.24	1.31	1.13	0.83	0.80	0.75	0.69	0.64	0.62	0.90 (Average)	
	0.48	0.48	0.48	0.46	0.39	0.33	0.26	0.07	-0.14	-0.11	-0.11	-0.14	0.32	0.18	-0.11	-0.14	-0.21	-0.03	0.27	0.30	0.35	0.41	0.46	0.48	0.20 (Average)	
	9.91	11.64	13.37	15.01	16.42	17.61	18.53	18.77	18.27	17.85	17.44	16.94	18.11	18.77	18.36	17.85	17.11	17.01	0.99	2.08	3.34	4.80	6.44	8.17	17.01	
1.83								18.77				16.94		18.77				17.01	Start							
	827	827	827	860	946	1028	1127	1378	1655	1622	1622	1655	1036	1221	1622	1655	1745	1506	1101	1067	1000	927	860	827	28945	
	1	1	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	1	1	1	1	0
	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10 (Average)
	0.66	0.66	0.66	0.69	0.76	0.83	0.90	1.10	1.33	1.30	1.30	1.33	0.83	0.98	1.30	1.33	1.40	1.21	0.88	0.86	0.80	0.74	0.69	0.66	0.97 (Average)	
	0.44	0.44	0.44	0.41	0.34	0.27	0.20	0.00	-0.23	-0.20	-0.20	-0.23	0.27	0.12	-0.20	-0.23	-0.30	-0.11	0.22	0.24	0.30	0.36	0.41	0.44	0.13 (Average)	
	8.65	10.22	11.80	13.28	14.51	15.50	16.20	16.19	15.37	14.66	13.94	13.12	14.09	14.52	13.81	12.99	11.92	11.54	0.78	1.66	2.73	4.02	5.50	7.07	11.54	
3.06								16.19				13.12		14.52				11.54	0.78							
	885	885	885	921	1013	1100	1205	1474	1771	1736	1736	1771	1109	1307	1736	1771	1867	1611	1178	1142	1070	992	921	885	30971	
	1	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	1	1	1	1	0
	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10 (Average)
	0.71	0.71	0.71	0.74	0.81	0.88	0.97	1.18	1.42	1.39	1.39	1.42	0.89	1.05	1.39	1.42	1.49	1.29	0.94	0.92	0.86	0.79	0.74	0.71	1.03 (Average)	
	0.39	0.39	0.39	0.36	0.29	0.22	0.13	-0.08	-0.32	-0.29	-0.29	-0.32	0.21	0.05	-0.29	-0.32	-0.39	-0.19	0.16	0.18	0.24	0.31	0.36	0.39	0.07 (Average)	
	7.32	8.73	10.13	11.44	12.48	13.26	13.74	13.44	12.30	11.25	10.21	9.06	9.82	10.01	8.97	7.82	6.40	5.71	0.56	1.22	2.09	3.19	4.50	5.91	5.71	
4.67							13.74					9.06		10.01				5.71	Start							

on of Regulating Pond Capacity (2)

947	947	947	985	1083	1177	1290	1577	1895	1857	1857	1895	1186	1398	1857	1895	1998	1724	1260	1221	1145	1061	985	947	33139	
1	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	1	1	180	
1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10 (Average)	
0.76	0.76	0.76	0.79	0.87	0.94	1.03	1.26	1.52	1.49	1.49	1.49	0.95	1.12	1.45	1.48	1.56	1.38	1.01	0.98	0.92	0.85	0.79	0.76	1.10 (Average)	
0.34	0.34	0.34	0.31	0.23	0.16	0.07	-0.16	-0.42	-0.39	-0.39	-0.39	0.15	-0.02	-0.35	-0.38	-0.46	-0.28	0.09	0.12	0.18	0.25	0.31	0.34	0.00 (Average)	
5.89	7.12	8.35	9.47	10.30	10.86	11.10	10.51	9.01	7.61	6.22	4.84	5.37	5.29	4.02	2.66	1.01	0.00	0.32	0.75	1.41	2.30	3.42	4.65	0.00	
					11.10												0.00	Start							
1013	1013	1013	1054	1159	1260	1380	1688	2028	1987	1987	2028	1269	1496	1987	2028	2138	1845	1349	1307	1225	1136	1054	1013	35458	
2	2	2	2	2	2	2	150	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2523	
1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10 (Average)	
0.81	0.81	0.81	0.85	0.93	1.01	1.11	1.23	1.38	1.35	1.35	1.38	1.02	1.20	1.35	1.38	1.47	1.26	1.08	1.05	0.98	0.91	0.85	0.81	1.10 (Average)	
0.29	0.29	0.29	0.25	0.17	0.09	-0.01	-0.13	-0.28	-0.25	-0.25	-0.28	0.08	-0.10	-0.25	-0.28	-0.37	-0.16	0.02	0.05	0.12	0.19	0.25	0.29	0.00 (Average)	
4.34	5.37	6.40	7.32	7.93	8.25	8.23	7.75	6.73	5.83	4.92	3.90	4.20	3.84	2.94	1.91	0.58	0.00	0.07	0.25	0.68	1.36	2.27	3.30	0.00	
					8.25												0.00	Start							
1084	1084	1084	1128	1240	1348	1477	1806	2170	2126	2126	2170	1358	1601	2126	2170	2288	1974	1443	1398	1311	1215	1128	1084	37940	
2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	5006
1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10 (Average)	
0.87	0.87	0.87	0.90	0.83	0.92	1.02	1.05	1.34	1.30	1.30	1.34	1.09	1.04	1.38	1.42	1.43	1.38	1.11	1.12	1.05	0.97	0.90	0.87	1.10 (Average)	
0.23	0.23	0.23	0.20	0.27	0.18	0.08	0.05	-0.24	-0.20	-0.20	-0.24	0.01	0.06	-0.28	-0.32	-0.33	-0.28	-0.01	-0.02	0.05	0.13	0.20	0.23	0.00 (Average)	
2.99	3.81	4.64	5.35	6.30	6.94	7.22	7.41	6.55	5.82	5.09	4.24	4.28	4.48	3.47	2.32	1.13	0.12	0.08	0.00	0.18	0.63	1.33	2.16	0.00	
							7.41													0.00	Start				
1160	1160	1160	1207	1327	1442	1580	1932	2322	2275	2275	2322	1453	1713	2275	2322	2448	2112	1544	1496	1403	1300	1207	1160	40596	
2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	7662
1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10 (Average)	
0.93	0.93	0.93	0.97	0.92	1.00	1.03	0.99	1.30	1.26	1.26	1.30	1.01	1.13	1.26	1.30	1.40	1.17	1.06	1.19	1.12	1.04	0.97	0.93	1.10 (Average)	
0.17	0.17	0.17	0.13	0.18	0.10	0.07	0.11	-0.20	-0.16	-0.16	-0.20	0.09	-0.03	-0.16	-0.20	-0.30	-0.07	0.04	-0.09	-0.02	0.06	0.13	0.17	0.00 (Average)	
1.90	2.51	3.12	3.60	4.24	4.62	4.88	5.28	4.57	3.98	3.40	2.68	3.02	2.91	2.32	1.61	0.53	0.27	0.41	0.09	0.00	0.21	0.68	1.29	0.00	
							5.28													0.00	Start				
1241	1241	1241	1291	1420	1543	1691	2068	2484	2434	2434	2484	1555	1833	2434	2484	2619	2260	1652	1601	1501	1391	1291	1241	43438	
2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	10505
1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10 (Average)	
1.00	1.00	1.00	1.04	1.14	1.24	1.31	0.86	1.19	1.15	1.15	1.19	0.85	1.07	1.15	1.19	1.30	1.09	1.00	1.16	1.20	1.12	1.04	1.00	1.10 (Average)	
0.10	0.10	0.10	0.06	-0.04	-0.14	-0.21	0.24	-0.09	-0.05	-0.05	-0.09	0.25	0.03	-0.05	-0.09	-0.20	0.01	0.10	-0.06	-0.10	-0.02	0.06	0.10	0.00 (Average)	
0.99	1.36	1.74	1.97	1.83	1.34	0.57	1.45	1.12	0.94	0.77	0.44	1.35	1.47	1.29	0.97	0.26	0.29	0.64	0.42	0.05	0.00	0.23	0.61	0.00	
			1.97																		0.00	Start			

Calculation of Regulating Pond Capacity (3)

1328	1328	1328	1382	1520	1651	1809	2212	2658	2605	2605	2658	1664	1961	2605	2658	2802	2418	1768	1713	1606	1489	1382	1328	46479	
2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	
				500	500	700	1000	1000	1000	1000	1000	1000	900	1000	1000	1000	1000	400	300	200	45				13545
1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10 (Average)
1.06	1.06	1.06	1.11	0.82	0.92	0.89	0.97	1.33	1.29	1.29	1.33	0.53	0.85	1.29	1.33	1.44	1.14	1.10	1.13	1.13	1.16	1.11	1.06	1.10 (Average)	
0.04	0.04	0.04	-0.01	0.28	0.18	0.21	0.13	-0.23	-0.19	-0.19	-0.23	0.57	0.25	-0.19	-0.23	-0.34	-0.04	0.00	-0.03	-0.03	-0.06	-0.01	0.04	0.00 (Average)	
0.25	0.38	0.51	0.48	1.49	2.13	2.88	3.34	2.52	1.85	1.19	0.36	2.40	3.30	2.63	1.81	0.57	0.44	0.45	0.34	0.24	0.03	0.00	0.13	0.00	
							3.34															0.00	0.00	0.00	0.00 Start
3.34																									
1421	1421	1421	1478	1626	1767	1936	2367	2844	2787	2787	2844	1780	2098	2787	2844	2999	2588	1892	1833	1719	1593	1478	1421	49732	
2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	
				1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	600	400	400	150	90	50		16790
1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10 (Average)
0.98	0.98	0.98	0.79	0.50	0.62	0.75	1.10	1.48	1.43	1.43	1.48	0.63	0.88	1.43	1.48	1.60	1.27	1.04	1.15	1.06	1.16	1.11	1.10	1.10 (Average)	
0.12	0.12	0.12	0.31	0.60	0.48	0.35	0.00	-0.38	-0.33	-0.33	-0.38	0.47	0.22	-0.33	-0.38	-0.50	-0.17	0.06	-0.05	0.04	-0.06	-0.01	0.00	0.00 (Average)	
0.44	0.87	1.31	2.44	4.59	6.33	7.59	7.60	6.25	5.05	3.86	2.51	4.21	5.00	3.81	2.45	0.66	0.04	0.27	0.09	0.25	0.04	0.00	0.00	0.00	
							7.60																		0.00 Start
7.60																									

Appendix 5. Preliminary Design

APPENDIX — 5 Preliminary Design

Contents

A. 5. 1	取水ダム堤体の安定計算	AP- 5 - 1
A. 5. 2	蓋渠の応力検討	AP- 5 - 6
A. 5. 3	導水路トンネルの内水圧に関する応力検討	AP- 5 - 10
A. 5. 4	水圧管路基礎の支持力について	AP- 5 - 11
A. 5. 5	FRP管の強度計算	AP- 5 - 12
A. 5. 6	水圧管路の合成角の計算	AP- 5 - 18
A. 5. 7	水撃圧の計算	AP- 5 - 19
A. 5. 8	鉄管の管厚の計算	AP- 5 - 24
A. 5. 9	アンカーブロックの安定計算	AP- 5 - 27
A. 5. 10	日本におけるFRP (M) 管の施工実績	AP- 5 - 39
A. 5. 11	FRP管と鋼管の工事費比較	AP- 5 - 41
A. 5. 12	土捨場の包容量算定	AP- 5 - 42
A. 5. 13	損失水頭の計算	AP- 5 - 43
A. 5. 14	T型継手およびスリーブ継手の構造	AP- 5 - 48

A5.1 取水ダム堤体の安定計算

堤体の安定計算は、越流部における下記の2ケースを検討した。

水 位	ケ ー ス	地 震
1. 設計洪水位時	常 時	—
2. 常時満水位時	地震時	K = 0.02を下流方向へ

(a) 安定計算

ダムの安定に対する検討は転倒、滑動及び支持力について行う。

i) 転倒に対する安定検討

転倒に対する安定条件は、外力による合力の作用点がダム水平断面のMiddle Thirdに入る事にある。

$$X_0 = \Sigma M / \Sigma V$$

$$e = X_0 - (B/2 - B_1) \leq e_a = B/6$$

ここに X_0 : 合力の作用位置 (ダム軸からの距離) (m)

e : 偏心距離 (m)

B : 基礎の幅 (m)

B_1 : ダム軸から基礎上流端までの距離 (m)

e_a : Middle Third (m)

ii) 滑動に対する安定検討

滑動に対する安定条件は、剪断摩擦安全率が4以上である事。

$$N = (\tau_a \cdot B + f \cdot \Sigma V) / H \geq 4$$

ここに N : 滑動に対する安全率

τ_a : コンクリートと岩盤の剪断強度 (t/m²)

f : コンクリートと岩盤の摩擦係数

H : ダムに作用する全水平力 (t)

iii) 支持力に対する安定検討

支持力に対する安定条件は、ダム及び基礎地盤の許容支持力に対する安全性を検討する事である。

$$P_1 = \Sigma V / B (1 + 6 \cdot e / B) \leq \sigma_1$$

$$P_2 = \Sigma V / B (1 - 6 \cdot e / B) \leq \sigma_2$$

ここに $P_{1,2}$: 鉛直力による地盤反力 (t/m²)

σ_1 : 基礎岩盤の許容支持力 (t/m²)

(b) 設計条件

i) ダム諸元

ダム天端高さ	EL 468.200 (m)	ダムの高さ	6.200 (m)
ダムの基礎標高	EL 462.000 (m)	天端幅	b = 2.000 (m)
上流面勾配	1 : 0.00		
下流面勾配	1 : 0.80		

ii) 貯水池の諸元

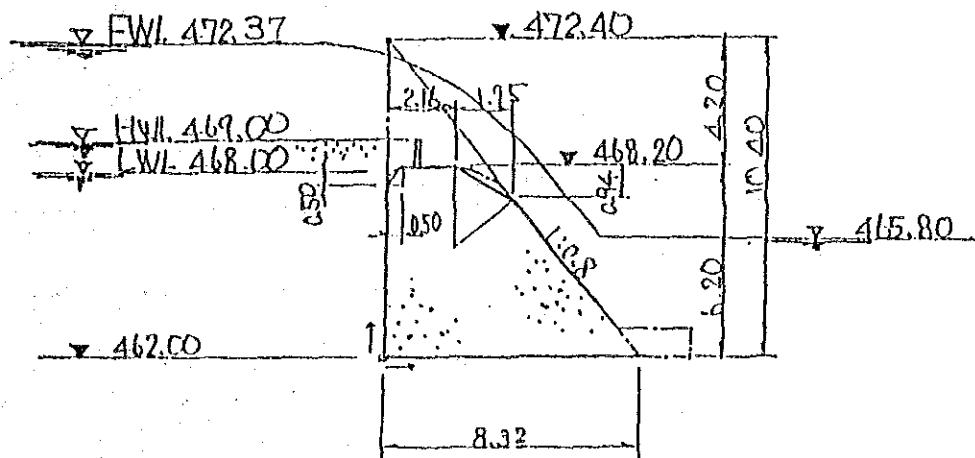
設計洪水位	WL 472.370 (m)		
常時満水位	WL 469.000 (m)		
下流水位 (設計洪水位時)	WL 465.800 (m)		
下流水位 (常時満水位時)	WL 462.000 (m)		
堆砂面	EL 469.000 (m)	波の高さ	hw = 0.000 (m)
排水孔無し			

iii) 単位重量

コンクリート	$\gamma_c = 2.30$ (t/m ³)
堆砂土	$\gamma_d = 1.20$ (t/m ³)

iv) 係数

堆砂圧係数	Ce = 0.50
コンクリートと岩盤の摩擦係数	f = 0.70
岩盤のせん断応力度	To = 50.0 (t/m ²)
岩盤の許容支持力	Ra = 100.0 (t/m ²)
地震の設計震度	Kh = 0.02



(c) 計算

i) 設計洪水位時 (常時)

① EL 462.000 (m)

項目	V (t)	H (t)	X (m)	Y (m)	M (t·m)
自重	81.684	0.000	3.104	0.000	253.533
水圧	12.000	45.136	3.000	2.660	156.061
堆砂圧	0.000	14.700	0.000	2.333	34.300
上流面 水重	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
上流面 堆砂重	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
下流面 水重	5.776	0.000	7.307	0.000	42.203
下流面 水圧	0.000	-7.220	0.000	1.267	-9.145
揚圧力	-40.740	0.000	3.849	0.000	-156.827
計	58.720	52.616			320.126

② EL 463.000 (m)

項目	V (t)	H (t)	X (m)	Y (m)	M (t·m)
自重	63.468	0.000	2.857	0.000	181.336
水圧	12.000	32.256	3.000	2.268	115.949
堆砂圧	0.000	10.800	0.000	2.000	21.600
上流面 水重	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
上流面 堆砂重	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
下流面 水重	3.136	0.000	6.773	0.000	21.241
下流面 水圧	0.000	-3.920	0.000	0.933	-3.659
揚圧力	-29.303	0.000	3.407	0.000	-99.843
計	49.301	42.136			236.625

③ EL 464.000 (m)

項目	V (t)	H (t)	X (m)	Y (m)	M (t·m)
自重	47.092	0.000	2.611	0.000	122.977
水圧	12.000	26.376	3.000	1.866	85.216
堆砂圧	0.000	7.500	0.000	1.677	12.500
上流面 水重	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
上流面 堆砂重	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
下流面 水重	1.296	0.000	6.240	0.000	8.087
下流面 水圧	0.000	-1.620	0.000	0.600	-0.972
揚圧力	-19.466	0.000	2.936	0.000	-57.150
計	40.923	32.256			170.657

EL (m)	V (t)	H (t)	X (m)	Y (m)	M (t·m)	N (m)	B (m)	P1 (t/m ²)	P2 (t/m ²)
462.00	58.720	52.161	320.126	5.452	1.292	8.688	8.320	13.632	0.483
463.00	49.301	42.136	236.625	4.800	1.040	9.742	7.520	11.994	1.118
464.00	40.923	32.256	170.657	4.170	0.810	11.305	6.720	10.495	1.684

ii) 常時満水位時 (地震時)

① EL 462.000 (m)

項目	V (t)	H (t)	X (m)	Y (m)	M (t·m)
自重	81.684	1.634	3.104	2.598	257.777
水圧	0.000	24.180	0.000	2.279	55.097
動水圧	0.000	0.550	0.000	2.651	1.457
堆砂圧	0.000	14.700	0.000	2.333	34.300
上流面 水重	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
上流面 堆砂重	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
揚圧力	-9.707	0.000	2.773	0.000	-26.920
計	71.978	41.063			321.711

② EL 463.000 (m)

項目	V (t)	H (t)	X (m)	Y (m)	M (t·m)
自重	63.468	1.269	2.857	2.202	181.336
水圧	0.000	17.680	0.000	1.937	34.251
動水圧	0.000	0.432	0.000	2.240	0.967
堆砂圧	0.000	10.800	0.000	2.000	21.600
上流面 水重	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
上流面 堆砂重	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
揚圧力	-7.520	0.000	2.507	0.000	-18.850
計	55.948	30.181			222.100

③ EL 464.000 (m)

項目	V (t)	H (t)	X (m)	Y (m)	M (t·m)
自重	47.092	0.942	2.611	1.798	124.670
水圧	0.000	12.180	0.000	1.593	19.404
動水圧	0.000	0.323	0.000	1.828	0.590
堆砂圧	0.000	7.500	0.000	1.667	12.500
上流面 水重	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
上流面 堆砂重	1.296	0.000	0.000	0.000	0.000
揚圧力	-5.600	0.000	2.240	0.000	-12.544
計	41.492	20.945			144.620

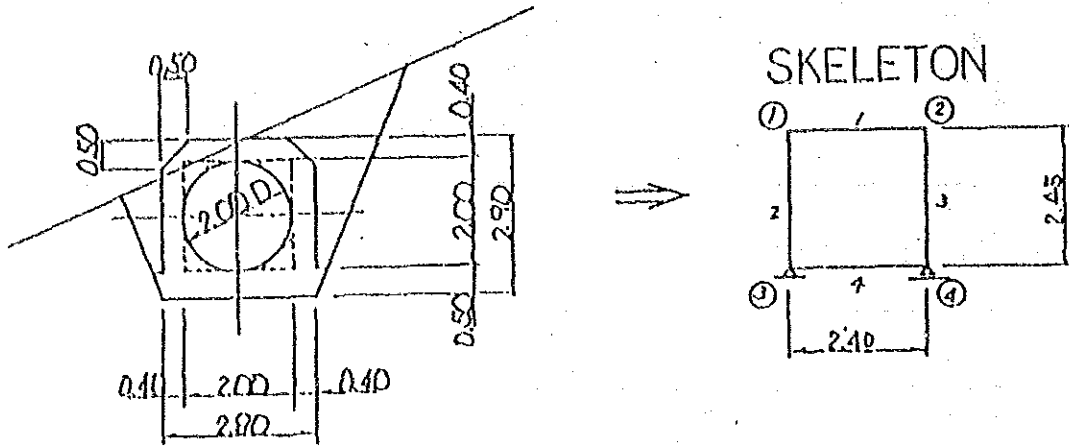
EL (m)	V (t)	H (t)	X (m)	Y (m)	M (t·m)	N	B (m)	P1 (t/㎡)	P2 (t/㎡)
462.00	71.978	41.063	321.711	4.470	0.310	11.258	8.320	10.583	6.720
463.00	55.948	30.181	222.100	3.970	0.210	13.756	7.520	8.685	6.195
464.00	41.492	20.945	144.620	3.485	0.125	17.429	6.720	6.866	5.483

A5.2 蘆渠の応力検討

河川の洪水時における外水圧および水路の内水圧に対する検討を行う。

(1) 河川の洪水時における外水圧に対する検討

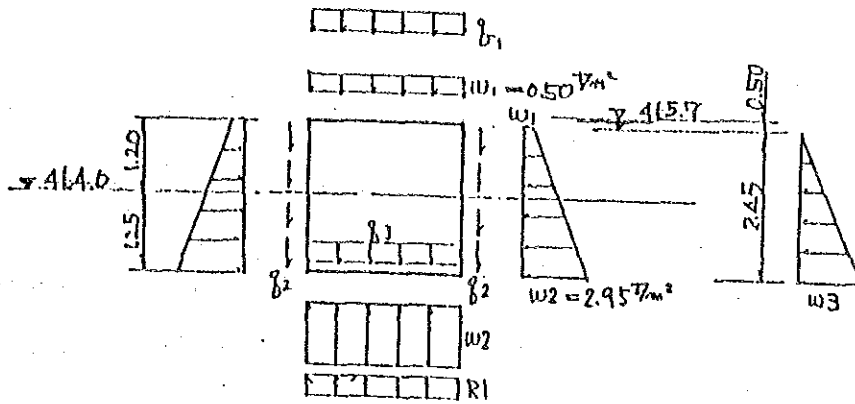
(a) 断面形状は次図の様なスケルトンのラーメン構造として計算する。



(b) 荷重

1/200洪水量840 m³/s時の蓋渠最上流部の河川水位465.7mを外水圧とする。

外水圧 $W_1 = 0.50 \text{ t/m}^2$ $W_2 = 2.95 \text{ t/m}^2$



自重 $q_1 = q_2 = 0.40\text{m} \times 2.4\text{t/m}^3 = 0.96 \text{ t/m}^2$

$q_3 = 0.50\text{m} \times 2.4\text{t/m}^3 = 1.20 \text{ t/m}^2$

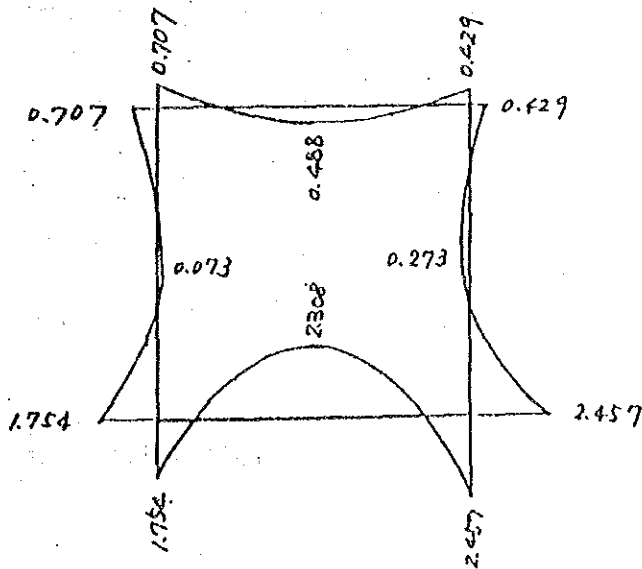
反力 $R_1 = 0.96 \text{ t/m}^2 \times 2.45\text{m} \times 2 / 2.4\text{m} + 0.96 \text{ t/m}^2 + 1.20 \text{ t/m}^2 = 4.12 \text{ t/m}^2$

土圧 $W_3 = 0.5 \times 0.8 \text{ t/m}^3 \times 2.45\text{m} = 0.98 \text{ t/m}^2$

(静止土圧)

(c) 計算結果

MOMENT DIAGRAM



矩形断面の応力計算

断面No	1. (内側)	2. (外側)
M [t · m]	2.31	2.46
N [t]	0.00	0.00
S [t]	0.00	7.64
b [cm]	100.0	100.0
h [cm]	50.0	50.0
d [cm]	43.0	43.0
d' [cm]	7.0	7.0
As [cm]	11.500 D19@250	15.500 D22@250
As' [cm]	15.500	11.500
n = Es / Ec	15.00	15.00 Ec = 220,000 kg/cm ²
P = As / (b × d) [%]	0.267	0.360
u = d - h / 2 [cm]	18.000	18.000
f = M / N + u [cm]	18.000	18.000
f / d	0.419	0.419
d' / d	0.163	0.163
As' / As	1.348	0.742
M' = M + N × u [t · m]	2.308	2.457
X [cm]	9.996	11.458
C	8.278	7.437
S	27.331	20.472
Z	1.096	1.107
σ _c [kg/cm ²]	10.3	9.9
σ _s [kg/cm ²]	511.7	408.1
σ _{s'} [kg/cm ²]	46.5	57.7
τ [kg/cm ²]	0.00	1.97
τ _m [kg/cm ²]	0.00	1.78
σ _{c,c} [kg/cm ²]	70.0	70.0
σ _{s,c} [kg/cm ²]	1,800.0	1,800.0
τ _c [kg/cm ²]	4.00	4.00

注：σ_c の-は圧縮を示す。σ_s の-は引張を示す。
τ_m は平均せん断応力度を示す。

(2) 内水圧に対する検討

(2)-1 蓋渠の巻立コンクリートの応力チェック

・蓋渠を内径 2 m、コンクリート厚さ 0.4 m の円筒形カルバートと仮定して計算する。

・内径 γ₁、コンクリート厚さ δ の円筒形カルバートの円周方向応力 σ は次式で表わされる。

$$\sigma = \frac{P}{\rho^2 - 1} \left(1 + \rho^2 - \frac{\gamma_1^2}{\gamma^2} \right) \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

ここで 内水圧 $P : 470.0 - 461.5 + 1.63 = 10.13 \text{ m/n}^2 = 1.013 \text{ kg/cm}^2$
 (静水圧) (水撃圧)
 γ : 円筒の中心から考える断面までの距離 (m)

とすると

コンクリート内面における応力 σ_1 は $\gamma = \gamma_1$ であるから、

$$\sigma_1 = \frac{P}{\rho^2 - 1} (1 + \rho^2) = P \cdot \frac{1.40^2 + 1}{1.40^2 - 1} = 3.08 \text{ kg/cm}^2$$

コンクリート外面における応力 σ_2 は $\gamma = \gamma_1 + \delta$ であるから、

$$\sigma_2 = \frac{P}{\rho^2 - 1} (1 + 1) = 1.136 \times \frac{2}{1.40^2 - 1} = 2.11 \text{ kg/cm}^2$$

富配分の現場打コンクリートで締め固めを充分行った場合の引張り許容応力 $\sigma_{s1} = 10 \text{ kg/cm}^2$ とみなしてよい。

よって、 $\sigma_{1,2} < 10 \text{ kg/cm}^2$ で安全である。

尚、クラック防止も兼ねて $\Phi 19$ 鉄筋を 25cm 間隔で円筒周方向に内外に二重に配筋すれば

$$1 \text{ cm 長さ当りの配筋効果は : } \lambda = \frac{\delta}{\delta + 8 a_{s1}} = \frac{40}{40 + 8 \times 11.46} = 0.303$$

$$\lambda \sigma_1 = 0.303 \times 3.08 = 0.933 \text{ kg/cm}^2$$

$$\lambda \sigma_2 = 0.303 \times 2.11 = 0.639 \text{ kg/cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \lambda \sigma_1 = 0.933 \text{ kg/cm}^2 \\ \lambda \sigma_2 = 0.639 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\} < \delta_{s1} = 10 \text{ kg/cm}^2$$

(2)-2 全水圧は鉄筋に持たした場合の応力チェック

鉄筋を薄肉円筒に換算して鉄筋の応力 σ_s (kg/cm²) を算出した。

$$\sigma_s = \frac{P \cdot D}{2 \cdot t}$$

P : 内水圧 1.013 kg/cm²

D : 配筋までの内径 214 cm

t : 鉄筋断面積を薄板に換算した厚さ (cm)

$$\text{鉄筋量 } 19\Phi 25 \text{ とすると } \frac{2.865 \text{ cm}^2 \times 4}{100 \text{ cm}} = 0.1146 \text{ cm/cm}$$

$$\text{よって } \sigma_s = \frac{1.013 \times 214}{2 \times 0.1146} = 946 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{s1} = 1,800 \text{ kg/cm}^2$$

A5.3 導水路トンネルの内水圧に関する応力検討

トンネルの内水圧に関する応力検討は Otto-Frey-Bear 式により行う。

トンネルの内水圧（静水圧+水撃圧）が最大となるトンネル巻立区間の最下流部の断面の水圧 $P = 2.439 \text{ kg/cm}^2$ を用いて鉄筋の引張応力度を算出した。次図を利用する。

鉄筋 D19を30cm間隔で配筋すれば

$$\text{周方向鉄筋量 } F_e = 0.0955 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$(F_e / D) \times 10^3 = (0.0955 / 200) \times 10^3 = 0.4775 \quad \text{但し、} D = \text{内径} 200 \text{ cm}$$

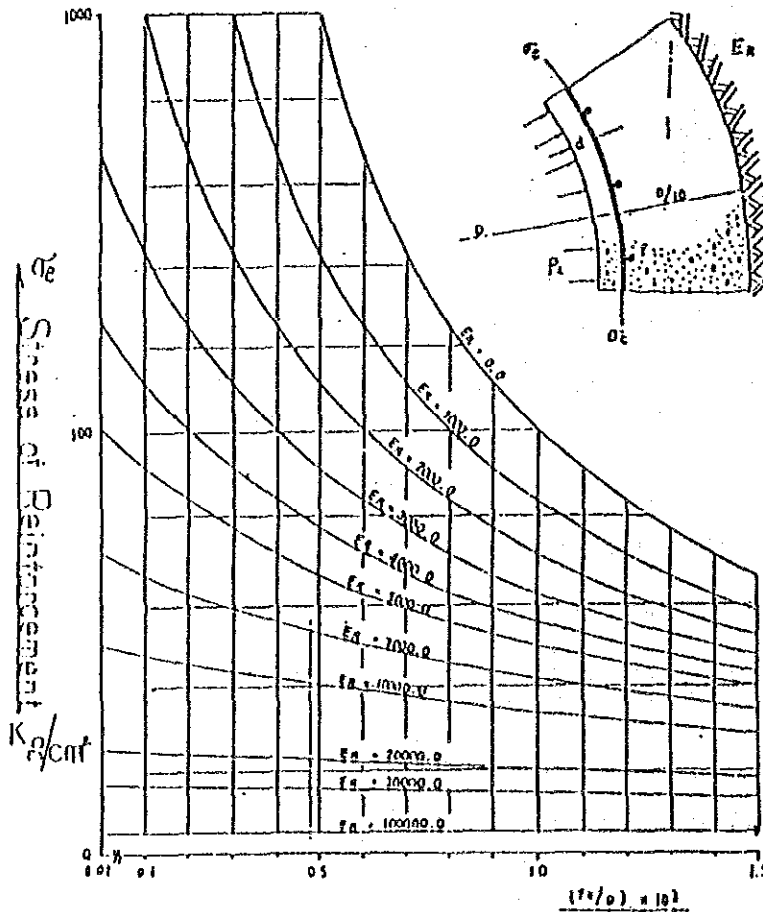
・周辺の岩石の弾性係数 E_r を $10,000 \text{ kg/cm}^2$ とすれば

$$\text{鉄筋の応力度 } \sigma_e = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{従って実鉄筋の応力度 } \sigma_{e1} = 200 \times 2.439 = 488 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{e2} = 1,800 \text{ kg/cm}^2$$

・ $E_r = 30,000 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \sigma_e = 80 \text{ kg/cm}^2$

$$\therefore \sigma_{e1} = 80 \times 2.439 = 195 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{e2} = 1,800 \text{ kg/cm}^2$$



Water Pressure: $P_i = 1 \text{ kg/cm}^2$
 F_e : Area of Reinforcement (cm^2/cm)
 D : Tunnel Dia. (cm)

A5.4 水圧管路の基礎の支持力について

(Ⅲ-2) の貫入試験によれば、深度3.3mまでのN値は5～18であり、その平均は11である。

実工事ではこれ以上の深さまで崖錐堆積物を掘削除去した後、連続コンクリート基礎の上に水圧管を敷設し、その上に1m以上の埋戻しを行うため、基礎は地表より2m以上の深さに設置される。Terzaki and Peckによる連続フーチングの極限支持力 q_0 は次式によって求められる。

$$q_0 = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot N_r + D_r \cdot \gamma \cdot N_0$$

α = 基礎荷重面の形状による係数0.5 (連続基礎)

β = フーチングの巾 1.5 m

γ = 土の単位重量 1.8 t/m³

D_r = フーチングの有効根入れ深さ 2.5 m

$N = 11$ として $N_r = 7$ 、 $N_0 = 10$ (内部摩擦角 $= 30^\circ$)

これらの数値から、極限支持力は約55 t/m²となる。安全率を3とすれば許容支持力は18 t/m²となる。この場合の上載荷重は5 t/m²以下であり充分安全である。

A5.5 FRP管の強度計算

(a) 荷重

i) 設計内圧:

$$\begin{aligned} \text{最大設計水頭} &= \text{満水位} 469.0\text{m} + \text{洪水位} 1.0\text{m} - \text{水圧管最低部標高} 305.2\text{m} \\ &= 164.8\text{m} \end{aligned}$$

$$\text{最大水撃水頭} = (469.0 + 1.0 - \text{水車ノズル中心標高} 306.7\text{m}) \times 0.1 = 16.3\text{m}$$

$$\text{最大設計水頭} = 181.1\text{m}$$

ii) 土被り: 前期計画: 1.0m 後期計画: 1.2m以上〔※1. 参照〕

iii) ブルドーザ荷重: 3ton級1台

iv) 土の単位体積重量: 0.0018kg/cm³

v) 土の受動土圧抵抗係数: 14kg/cm²

※1. [参考]

土中埋設部の土被り

集中豪雨により地下水位が地表面となることが考えられる。管内空虚時に管体が浮上しない深さに埋設する必要がある。FRP管が浮上しないための最小土被りH(m)は次式で計算される。

$$H \geq \frac{\pi D_o}{4} \cdot \frac{S - \left\{ 1 - \left(\frac{D_i}{D_o} \right)^2 \right\} \gamma_p}{W}$$

S : 安全率 1.2とする

D_o : 管の外径 0.936m及び1.144m

D_i : 管の内径 0.9m及び1.1m

γ_p : 管材料の単位体積重量 1.8t/m³

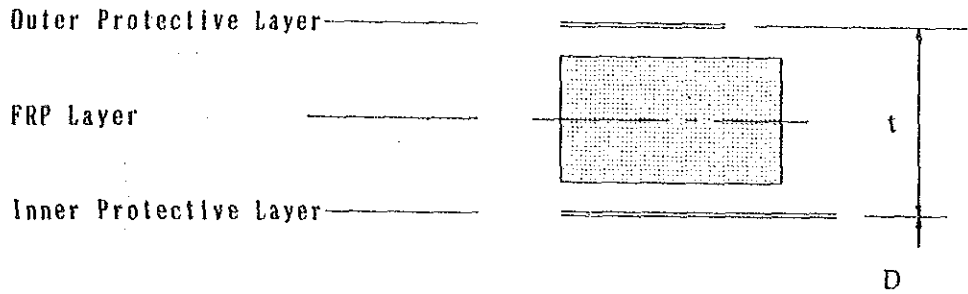
W : 埋戻し土の飽和単位体積重量 1.8t/m³

$$\left. \begin{aligned} D = 0.9\text{m} &\longrightarrow H = 0.98\text{m} \Rightarrow 1.0\text{m} \\ D = 1.1\text{m} &\longrightarrow H = 1.19\text{m} \Rightarrow 1.2\text{m} \end{aligned} \right\} \text{土被りの必要最小厚さ}$$

(b) 強度計算

i) 管の構成

FRP管の構成及び寸法を下に示す。



	D	t
	mm	
FRP管	900	18
	1100	22

管厚はJIS A 5350に規定されている値とする。

余裕厚は特に設けない。

ii) 管の強度と断面性能

ii-1 管の強度

ii-1-1 管の強度

FRP層の強度を下に示す。

kg/cm²

区 分	記 号	FRP管	
		円周方向	管軸方向
弾性係数	Ej	181300	90510
引張強さ	σ_t	3780	1641
圧縮強さ	σ_c	3333	1389
せん断強さ	τ	550	

ii-1-2 管の許容応力

FRP層の許容応力は、FRPの破断強さを安全率6で除したものとする。

FRP層の許容応力を次に示す。

kg/cm²

区 分	記 号	FRP管	
		円周方向	管軸方向
許容引張応力	σ_t	630	273
許容圧縮応力	σ_c	555	231
許容せん断強さ	τ	91	

iii) 内圧による円周方向引張応力

$$\sigma_{tt} = \frac{P \cdot D}{2 \cdot t}$$

ここに、P：計算する位置の設計水圧

計算する位置は露出部、土中埋設部の最大設計水圧位置とする。

D：管内径

t：管 厚

kg/cm²

位 置		P	D	t	σ_{tt}
		kg/cm ²	cm	cm	kg/cm ²
φ 900	露出部	11.652	90	1.8	291
	土中埋設部	17.941			449
φ 1100	露出部	11.661	110	2.2	292
	土中埋設部	17.944			449

iv) 露出部の連続サドル支持による円周方向曲げ応力

$$\sigma_{1B} = \frac{M}{Z}$$

ここに、M：サドルサポート肩部における円周方向曲げモーメント

$$M = K \cdot Q \cdot R \cdot \cos \alpha$$

K：支持角による曲げモーメント係数

Q：支台からの反力

R：管半径

α ：管路の水平線となす角度

Z：管壁の断面係数

位置		K	Q	R	α	M	Z	σ_{1B}
			kg	cm	° ' "	kg · cm	cm ³	kg/cm ²
φ 900	露出部	0.0528	7.49	45	38 37 32	13.903	0.540	±26
φ 1100	露出部	0.0528	11.20	45	38 23 37	25.490	0.807	±32

v) 土中埋設部の土圧及び載荷重による円周方向曲げ応力

土 圧

土圧は土被りが小さい ($H < 2.0m$) の垂直公式による。

$$W_v = \gamma H$$

W_v ：土圧

γ ：埋戻し土の単位堆積重要 (= 0.0018kg/cm³)

H：管頂からの土被り

	H	W_v
	cm	kg/cm ²
φ 900	100	0.180
φ 1100	120	0.216

v-1 ブルドーザ荷重

ブルドーザは3ton級1台とする。

$$W_b = n q_b (1+i) \left(\frac{b}{b + 2H \tan \theta} \right)$$

$$= 2 \times 0.33 \times (1) \times \left(\frac{30}{30 + 2 \times 100 \times \tan 45^\circ} \right) = 0.086$$

W_b : ブルドーザ荷重

n : キャタピラ数 = 2

q_b : ブルドーザ接地圧 = 0.33 kg/cm²

i : 衝撃係数 = 0 (普通地盤)

b : キャタピラ幅 = 30 cm

H : 土被り

θ : 荷重の土中への分散角度 45°

	H	W_b
	cm	kg/cm ²
φ 900	100	0.086

v-2 荷重合計

$$W = W_v + W_b$$

W : 荷重合計

W_v : 土圧

W_b : ブルドーザ荷重

	W_v	W_b	W
	kg/cm ²		
φ 900	0.180	0.086	0.266
φ 1100	0.216	—	0.216

v-3 土圧及び載荷重による曲げ応力

土圧及び載荷重による曲げ応力は内圧による復元力を考慮した次式による。

$$\sigma_{1B} = \frac{M}{Z}$$

σ_{1B} : 円周方向曲げ応力

M : 管底に生ずる曲げモーメント

$$M = K_1 WRm_2 + k_2 W_0 Rm^3 - 0.083e' \Delta X Rm - K_3 P \Delta X Rm$$

W : 鉛直荷重強度

Rm : 板厚の中心の半径

e' : 土の受働土圧抵抗係数

P : 応力を求めようとする位置の最大水圧

ΔX : 水平たわみ量

K_1, K_2, K_3 : 管底の支持角によってきまる係数

W_0 : 水の単位体積重量 (= 0.001kg/cm³)

$$\Delta X = \frac{2KWRm^4 + 2K_0 W_0 Rm^5}{EI + 0.061e' Rm^3 + 2KPRm^3}$$

EI : 管の曲げ剛性

K : 管底の支持角によってきまる係数

設計支持角	K	K_1	K_2	K_3
90°	0.096	0.341	0.321	0.085

位置		P	D	t	M	Z	σ_{1B}
		kg/cm ²	cm	cm	kg·cm	cm ³	kg/cm ²
φ900	土中埋設部	17.914	90	1.8	45.221	0.540	±84
φ1100	土中埋設部	17.914	100	2.2	53.529	0.807	±66

vi) 円周方向応力合計

$$\sigma_1 = \sigma_{1A} + \sigma_{1B} < \sigma_t$$

位置		σ_{1t}	σ_{1B}	σ_1	σ_t
		kg/cm ²			
$\phi 900$	露出部	291	± 26	317	630
	土中埋設部	449	± 84	533	
$\phi 1100$	露出部	292	± 32	324	
	土中埋設部	449	± 66	515	

以上のように $\phi 900(t=18)$ 、 $\phi 1100(t=22)$ の円周方向応力合計は、許容応力内にある。

A5.6 水圧管路の合成角の計算

$$\cos X = \cos A \cdot \cos B \cdot \cos C \pm \sin A \cdot \sin B$$

ここに X : 上下流鉄管を含む面上の合成角の実角 (°)

A : 上流側鉄管の縦断角 (°)

B : 下流側鉄管の縦断角 (°)

A B 共下向きが (+)、上向きが (-)

C : 上下流側鉄管の平面角 (°)

No	A			B			C			X			R (m)	TL (m)	CL (m)	SL (m)
	(°)	(°)	(°)	(°)	(°)	(°)	(°)	(°)	(°)	(°)	(°)					
P10	0	3	26	41	28	23	0	0	0	41	24	57	6.000	2.268	4.337	0.414
P12	34	59	51	41	28	23	37	36	40	29	59	46	5.000	1.340	2.618	0.176
P12'	34	59	51	41	6	13	37	36	40	29	59	54	5.000	1.340	2.618	0.176
P13	41	28	23	38	43	32	18	0	0	14	0	47	5.000	0.614	1.223	0.038
P13'	41	6	13	38	23	37	18	0	0	14	4	31	5.000	0.617	1.228	0.038
P14	38	43	32	20	59	34	0	0	0	17	43	58	5.000	0.780	1.547	0.060
P14'	38	23	37	20	59	34	0	0	0	17	24	3	5.000	0.765	1.519	0.058
P15	20	59	34	16	55	39	0	0	0	4	3	55	5.000	0.177	0.355	0.003
P15'	20	59	34	16	55	40	0	0	0	4	3	54	5.000	0.177	0.355	0.003
P16	16	55	39	31	17	40	13	23	41	18	49	43	5.000	0.829	1.643	0.068
P16'	16	55	40	30	28	46	30	30	0	30	53	55	5.000	1.382	2.696	0.187
P17	31	17	40	0	0	0	17	6	19	35	14	35	5.000	1.588	3.076	0.245
P17'	30	28	46	0	0	0	0	0	0	30	28	46	5.000	1.362	2.660	0.182
P18	0	0	0	0	0	0	45	0	0	44	59	60	2.500	1.036	1.963	0.206
P18'	0	0	0	0	0	0	45	0	0	44	59	60	2.500	1.036	1.963	0.206

A5.7 水撃圧の計算

(a) 前期

i) 計算条件

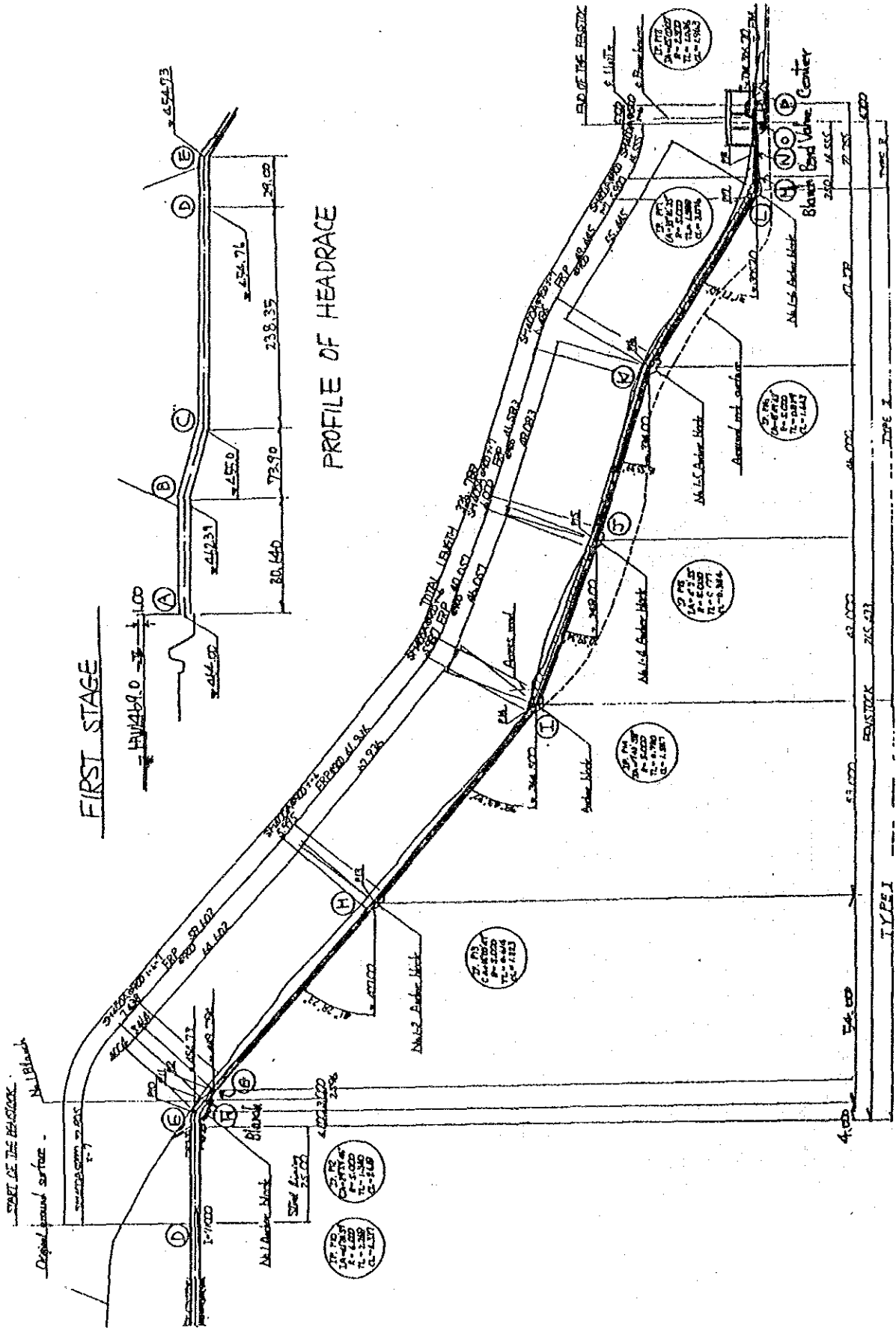
F.W.L	470.00 (m)	閉鎖時間	12.0 (sec)
H.W.L	469.00 (m)	伝播速度	950 (m/s)
水車中心	305.20 (m)		
使用水量	4.80, 1.60, 0.80 (m ³ /s)		
管径	2.00~0.90~0.50 (m)		
管路延長	734.77 (m)		

ii) 測点

測点	標高	管径	管長	断面積	流量	流速	L・V
	EL. (m)	D (m)	L (m)	A (m ²)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	
(A)	464.00	2.00		3.142	4.80	1.528	
(B)	462.39	2.00	80.640	3.142	4.80	1.528	123.209
(C)	455.00	2.00	73.900	3.142	4.80	1.528	112.911
(D)	454.76	2.00	238.350	3.142	4.80	1.528	384.172
(E)	454.73	2.00	29.000	3.142	4.80	1.528	44.309
(F)	452.08	2.00	4.004	3.142	4.80	1.528	6.118
(G)	449.78	0.90	4.000	0.636	1.60	2.515	10.060
(H)	407.00	0.90	64.602	0.636	1.60	2.515	162.477
(I)	364.50	0.90	67.936	0.636	1.60	2.515	170.862
(J)	348.00	0.90	46.057	0.636	1.60	2.515	115.835
(K)	334.00	0.90	48.083	0.636	1.60	2.515	120.931
(L)	305.20	0.90	55.445	0.636	1.60	2.515	139.446
(M)	305.20	0.90	3.500	0.636	1.60	2.515	8.803
(N)	305.20	0.50	6.310	0.196	0.80	4.074	25.709
(O)	305.20	0.50	8.245	0.196	0.80	4.074	33.593
(P)	305.20	0.50	4.700	0.196	0.80	4.074	19.150
計			734.772				1,457.584

iii) 平均流速

$$\begin{aligned}
 \text{平均流速 ; } V_0 &= L_i \cdot V_i / L_0 \\
 &= 1,457.584 / 734.772 \\
 &= 1.984 \text{ (m/s)}
 \end{aligned}$$



iv) 水撃圧

水撃圧の計算式は Allievi の管路定数 ρ によって次の(A), (B)式に分類される。

$$\alpha \quad ; \quad \text{圧力波の伝播速度} \quad = \quad 950 \quad (\text{m/s})$$

$$H_0 \quad ; \quad \text{水車端における静水頭} \quad = \quad 164.80 \quad (\text{m})$$

$$g \quad ; \quad \text{重力の加速度} \quad = \quad 9.8 \quad (\text{m/s}^2)$$

① Allievi の管路定数

$$\begin{aligned} \rho &= \alpha \cdot V_0 / (2 \cdot g \cdot H_0) \\ &= 950 \times 1.984 / (2 \times 9.8 \times 164.80) \\ &= 0.583 \end{aligned}$$

② 閉塞器の閉鎖時間定数

$$T \quad ; \quad \text{閉塞時間} \quad = \quad 12.0 \quad (\text{sec})$$

$$\begin{aligned} \theta &= \alpha \cdot T / (2 \cdot L_0) \\ &= 950 \times 12.0 / 2 \times 734.77 \\ &= 7.785 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n &= \rho / \theta \\ &= 0.583 / 7.758 \\ &= 0.075 \end{aligned}$$

③ 水撃圧

$\rho > 1$ の場合

$$h_0 / H_0 = n / 2 \cdot (\sqrt{n + (n^2 + 4)}) \quad (\text{A) 式}$$

$\rho < 1$ の場合

$$h_0 / H_0 = 2 \cdot n / \{1 + n(\theta - 1)\} \quad (\text{B) 式}$$

ここに h_0 = 水車端における水撃作用による上昇水圧 (m)

$$\rho = 0.583 \text{ より } h_0 / H_0 = 0.100$$

$$\begin{aligned} \therefore h_0 &= 164.80 \times 0.100 \\ &= 16.48 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

(b) 後 期

i) 計 算 条 件

F.W.L 470.00 (m) 閉鎖時間 13.0 (sec)

H.W.L 469.00 (m) 伝播速度 950 (m/s)

水車中心 305.20 (m)

使用水量 4.80, 3.60, 1.60 (m³/s)

管 径 2.00~1.10~0.75 (m)

管路延長 730.05 (m)

ii) 測 点

測 点	標 高	管 径	管 長	断 面 積	流 量	流 速	L · V
	EL.	D	L	A	Q	V	
	(m)	(m)	(m)	(m ²)	(m ³ /s)	(m/s)	
(A)	464.00	2.00		3.142	4.80	1.528	
(B)	462.39	2.00	80.640	3.142	4.80	1.528	123.209
(C)	455.00	2.00	73.900	3.142	4.80	1.528	112.911
(D)	454.76	2.00	238.350	3.142	4.80	1.528	364.172
(E)	454.73	2.00	29.000	3.142	4.80	1.528	44.309
(F)	452.08	2.00	4.004	3.142	4.80	1.528	6.118
(G)	449.78	1.10	4.000	0.950	3.20	3.367	13.469
(H)	407.00	1.10	65.079	0.950	3.20	3.367	219.137
(I)	364.50	1.10	68.431	0.950	3.20	3.367	230.424
(J)	348.00	1.10	46.057	0.950	3.20	3.367	155.085
(K)	339.00	1.10	30.849	0.950	3.20	3.367	103.876
(L)	305.20	1.10	66.672	0.950	3.20	3.367	224.501
(M)	305.20	1.10	3.750	0.950	3.20	3.367	12.627
(N)	305.20	0.75	7.371	0.442	1.60	3.622	26.695
(O)	305.20	0.75	5.945	0.442	1.60	3.622	21.531
(P)	305.20	0.75	6.000	0.442	1.60	3.622	21.730
計			730.048				1,679.793

iii) 平均流速

$$\begin{aligned} \text{平均流速} : V_0 &= L1 \cdot V1 / L_0 \\ &= 1,679.793 / 730.048 \\ &= 2.301 \text{ (m/s)} \end{aligned}$$

iv) 水撃圧

水撃圧の計算式は Allievi の管路定数 ρ によって次の (A), (B) 式に分類される。

$$\alpha \quad ; \quad \text{圧力波の伝播速度} \quad = \quad 950 \quad (\text{m/s})$$

$$H_0 \quad ; \quad \text{水車端における静水頭} \quad = \quad 164.80 \quad (\text{m})$$

$$g \quad ; \quad \text{重力の加速度} \quad = \quad 9.8 \quad (\text{m/s}^2)$$

① Allievi の管路定数

$$\begin{aligned} \rho &= \alpha \cdot V_0 / (2 \cdot g \cdot H_0) \\ &= 950 \times 2.301 / (2 \times 9.8 \times 164.80) \\ &= 0.677 \end{aligned}$$

② 閉塞器の閉鎖時間定数

$$T \quad ; \quad \text{閉塞時間} \quad = \quad 13.0 \quad (\text{sec})$$

$$\begin{aligned} \theta &= \alpha \cdot T / (2 \cdot L_0) \\ &= 950 \times 13.0 / 2 \times 730.05 \\ &= 8.458 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n &= \rho / \theta \\ &= 0.677 / 8.458 \\ &= 0.080 \end{aligned}$$

③ 水撃圧

$\rho > 1$ の場合

$$h_0 / H_0 = n / 2 \cdot \{ \sqrt{n + (n^2 + 4)} \} \quad (\text{A) 式}$$

$\rho < 1$ の場合

$$h_0 / H_0 = 2 \cdot n / \{ 1 + n (\theta - 1) \} \quad (\text{B) 式}$$

ここに h_0 + 水車端における水撃作用による上昇水圧 (m)

$$\rho = 0.677 \text{ より } h_0 / H_0 = 0.100$$

$$\begin{aligned} \therefore h_0 &= 164.80 \times 0.100 \\ &= 16.48 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

A5.8 鋼管の管厚の計算

(a) 前期

i) 設計内圧

各測点の内圧水頭は静水頭に水撃圧を加えたものとする。

水撃圧による上昇水圧の途中変化は、水車中心を最大、沈砂池を0mとして水路長に比例するものとする。

測点	標高	延長	静水頭	水撃圧	設計水圧		備考
	EL.	L	H	h	Hp	P	
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kg/cm ²)	
(A)	464.00				6.00	0.600	
(B)	462.39	80.64	6.000	1.809	9.72	0.942	
(C)	455.00	154.54	76.10	3.466	18.47	1.847	
(D)	454.76	392.89	15.000	8.812	24.05	2.405	
(E)	454.73	421.89	15.240	9.462	24.73	2.473	
(F)	452.08	425.89	17.922	9.522	27.47	2.747	
(G)	449.78	429.89	20.216	9.642	29.86	2.986	
(H)	407.00	494.56	63.000	11.091	74.09	7.409	
(I)	364.50	562.43	105.500	12.615	118.11	11.811	
(J)	348.00	608.49	122.000	13.648	135.65	13.565	
(K)	334.00	656.57	136.000	14.726	150.73	15.073	
(L)	305.20	712.02	164.800	15.970	180.77	18.077	
(M)	305.20	715.52	164.800	16.048	180.85	18.085	
(N)	305.20	721.83	164.800	16.190	180.99	18.099	
(O)	305.20	730.07	164.800	16.375	181.17	18.117	
(P)	305.20	734.77	164.800	16.480	181.28	18.128	
計		734.77					

ii) 管厚

管厚は次に示す管厚の計算式および最小管厚式により算定し、それらの内厚方を選んだ。但し、最小管厚は6.0mmである。

$$\text{管厚の計算式 } t_1 = \frac{P \cdot D}{2 \cdot \sigma_s \cdot \eta} + \epsilon$$

ここで t_1 = 管厚 (cm)

P = 設計水圧 (kg/cm²)

D = 管径 (cm)

σ_s = 許容引張応力度 1,300 (kg/cm²) (SM400A)

η = 溶接効率 0.95

ϵ = 余裕厚 0.15 (cm)

$$\text{最小管厚式 } t_{\min} = \frac{D + 800}{400}$$

ここで t_{\min} = 余裕の含んだ管厚 (mm)

測点	管径	設計水圧	計算管厚	最小管厚	管厚	決定管厚	備考
	D	P	t_i	t_{\min}	t_i, t_{\min}	t	
	(m)	(kg/cm ²)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
(D)	2.00	2.405	3.45	7.00	7.00	7.0	
	2.00	2.405	3.45	7.00	7.00	7.0	
(E)	2.00	2.473	3.50	7.00	7.00	7.0	
	2.00	2.473	3.50	7.00	7.00	7.0	
(F)	2.00	2.747	3.73	7.00	7.00	7.0	
	0.90	2.747	2.50	4.25	4.25	6.0	
(G)	0.90	2.986	2.59	4.25	4.25	6.0	
	0.90	2.986	2.59	4.25	4.25	6.0	
(H)	0.90	7.409	4.20	4.25	4.25	6.0	
	0.90	7.409	4.20	4.25	4.25	6.0	
(I)	0.90	11.811	5.81	4.25	5.81	7.0	外圧による
	0.90	11.811	5.81	4.25	5.81	7.0	"
(J)	0.90	13.565	6.45	4.25	6.45	8.0	"
	0.90	13.565	6.45	4.25	6.45	8.0	"
(K)	0.90	15.073	7.00	4.25	7.00	8.0	"
	0.90	15.073	7.00	4.25	7.00	8.0	"
(L)	0.90	18.077	8.10	4.25	8.10	9.0	
	0.90	18.077	8.10	4.25	8.10	9.0	
(M)	0.90	18.085	8.10	4.25	8.10	9.0	
	0.50	18.085	5.17	3.25	5.17	6.0	
(N)	0.50	18.099	5.17	3.25	5.17	6.0	
	0.50	18.099	5.17	3.25	5.17	6.0	
(O)	0.50	18.117	5.18	3.25	5.18	6.0	
	0.50	18.117	5.18	3.25	5.18	6.0	
(P)	0.50	18.128	5.18	3.25	5.18	6.0	

(b) 後期

i) 設計内圧

測点	標高	延長	静水頭	水撃圧	設計水圧		備考
	EL.	L	H	h	Hp	P	
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kg/cm ²)	
(A)	464.00				6.00	0.600	
(B)	462.39	80.64	6.000	1.820	8.43	0.943	
(C)	455.00	154.54	76.10	3.489	18.49	1.849	
(D)	454.76	392.89	15.000	8.869	24.11	2.411	
(E)	454.73	421.89	15.240	9.524	24.79	2.479	
(F)	452.08	425.89	15.270	9.614	27.54	2.754	
(G)	449.78	429.89	17.922	9.704	29.92	2.992	
(H)	407.00	494.97	20.216	11.173	74.17	7.417	
(I)	364.50	563.40	63.000	12.718	118.22	11.822	
(J)	348.00	609.46	105.500	13.758	135.76	13.576	
(K)	339.02	640.31	122.000	14.454	145.44	14.544	
(L)	305.20	706.98	130.982	15.959	180.76	18.076	
(M)	305.20	710.73	164.800	16.044	180.84	18.084	
(N)	305.20	718.10	164.800	16.210	181.01	18.101	
(O)	305.20	724.05	164.800	16.345	181.14	18.114	
(P)	305.20	730.05	164.800	16.480	181.28	18.128	
計		730.05					

ii) 管 厚

測 点	管 径	設計水圧	計算管厚	最小管厚	管 厚	決定管厚	備 考
	D (m)	P (kg/cm ²)	t ₁ (mm)	t _{min} (mm)	t ₁ , t _{min} (mm)	t (mm)	
(D)	2.00	2.411	3.45	7.00	7.00	7.0	
	2.00	2.411	3.45	7.00	7.00	7.0	
(E)	2.00	2.479	3.51	7.00	7.00	7.0	
	2.00	2.479	3.51	7.00	7.00	7.0	
(F)	2.00	2.754	3.73	7.00	7.00	7.0	
	1.10	2.754	2.73	4.75	4.75	6.0	
(G)	1.10	2.992	2.83	4.75	4.75	6.0	
	1.10	2.992	2.83	4.75	4.75	6.0	
(H)	1.10	7.417	4.81	4.75	4.81	6.0	
	1.10	7.417	4.81	4.75	4.81	6.0	
(I)	1.10	11.822	6.77	4.75	6.77	8.0	外圧による
	1.10	11.822	6.77	4.75	6.77	8.0	"
(J)	1.10	13.576	7.55	4.75	7.55	8.0	
	1.10	13.576	7.55	4.75	7.55	8.0	
(K)	1.10	15.544	7.99	4.75	7.99	9.0	外圧による
	1.10	15.544	7.99	4.75	7.99	9.0	"
(L)	1.10	18.076	9.56	4.75	9.56	10.0	
	1.10	18.076	9.56	4.75	9.56	10.0	
(M)	1.10	18.084	9.56	4.75	9.56	10.0	
	0.75	18.084	7.00	3.88	7.00	8.0	
(N)	0.75	18.101	7.01	3.88	7.01	8.0	
	0.75	18.101	7.01	3.88	7.01	8.0	
(O)	0.75	18.114	7.01	3.88	7.01	8.0	
	0.75	18.114	7.01	3.88	7.01	8.0	
(P)	0.75	18.128	7.02	3.88	7.02	8.0	

A5.9 アンカーブロックの安定計算

(a) 外力の計算

i) 管の自動及び水重

推力 (管軸方向)

$$P_1 = S \times L \times \sin \alpha$$

S ; 水圧鉄管の長さの 1 m 当たりの重量 = $\pi \cdot (D + t) \cdot \rho$ (t/m)

D ; 水圧鉄管の内径 (m)

t ; 水圧鉄管の管厚 (m)

ρ ; 鋼材の単位重量 = 7.85 (t/m³)

L ; アンカーブロックより伸縮継手までの距離 (m)

α ; 鉄管中心線と水平線との交角 (°)、添字 U : 上流、d : 下流

管軸直角方向力

$$W_1 = (S + \omega) \times \frac{\ell}{2} \times \cos \alpha$$

ω ; 水圧鉄管の長さ 1 m 当たりの管内水の重量

$$= \pi / 4 \times D^2 \cdot (t/m)$$

ℓ ; アンカーブロックより支台までの距離 (m)

ii) 管内流水の摩擦による推力

摩擦による推力

$$P_2 = \frac{2 \times f_w \times Q^2}{g \times \pi \times D^5} \times L$$

f_w ; 管内流水の摩擦抵抗係数 = 0.02

Q ; 流量 (m³/s)

g ; 重力の加速度 = 9.8 (m/sec²)

曲管部に作用する遠心力

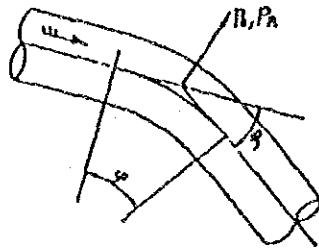
$$P_c = \frac{2 \times V^2}{g} \times A \times \sin \frac{\phi}{2}$$

V ; 管内の平均流速 (m/s)

A ; 管内の断面積 (m²)

ϕ ; 曲管部の中心角 (°)

作用方向は ϕ の二等分線の方法に外側に作用する。



iii) 内圧による推力

漸縮部に作用する管軸方向の推力

$$P_3 = H_T \times (A_u - A_d)$$

H_T ; 漸縮管の中心における設計水圧 (t/m²)

常時 ; 最大設計水圧

地震時 ; 最大静水圧

A_u ; 漸縮管上流側の管内断面積 (m²)

A_d ; 漸縮管下流側の管内断面積 (m²)

伸縮継手に作用する管軸方向の推力

$$P_4 = H_E \times \pi \times D_E \times t_E$$

H_E ; 伸縮継手中心における水圧 (t/m²)

常時 ; 最大設計水圧

地震時 ; 最大静水圧

D_E ; 伸縮継手部の管内径 (m)

t_E ; 伸縮継手部の管厚 (m)

曲管部に作用する不平均力

$$P_R = 2 \times H \times A \times \sin \frac{\phi}{2}$$

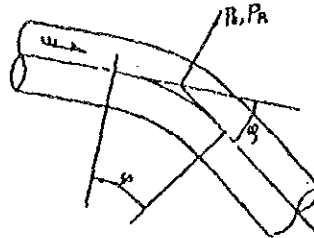
H ; 曲管部中心における水圧 (t/m²)

常時 ; 最大設計水圧

地震時 ; 最大静水圧

A ; 曲管の管内断面積 (m²)

作用方向は ϕ の二等分線の方に外側に作用する。



iv) 温度変化による摩擦力

支承部の摩擦力

$$F_1 = C \times (\omega + S) \times \left(L - \frac{l}{2} \right) \times \cos \alpha$$

C ; 支台の摩擦係数

コンクリート支承=0.60

滑動補助材を有するコンクリートサドル=0.50

スライド支承=0.25

ロッカー支承=0.15

ローラー支承=0.05

伸縮継手の摩擦力

$$F_2 = F_E \times \pi \times (D_E + 2 \times t_E)$$

F_E ; 伸縮継手の摩擦係数=0.7 (t/m)

v) 外力の合計

- ・ 上部鉄管からの推力

$$P = P_1 + P_2 + P_3 + P_4 \pm F_1 \pm F_2$$

(+) は温度上昇時

(-) は温度下降時

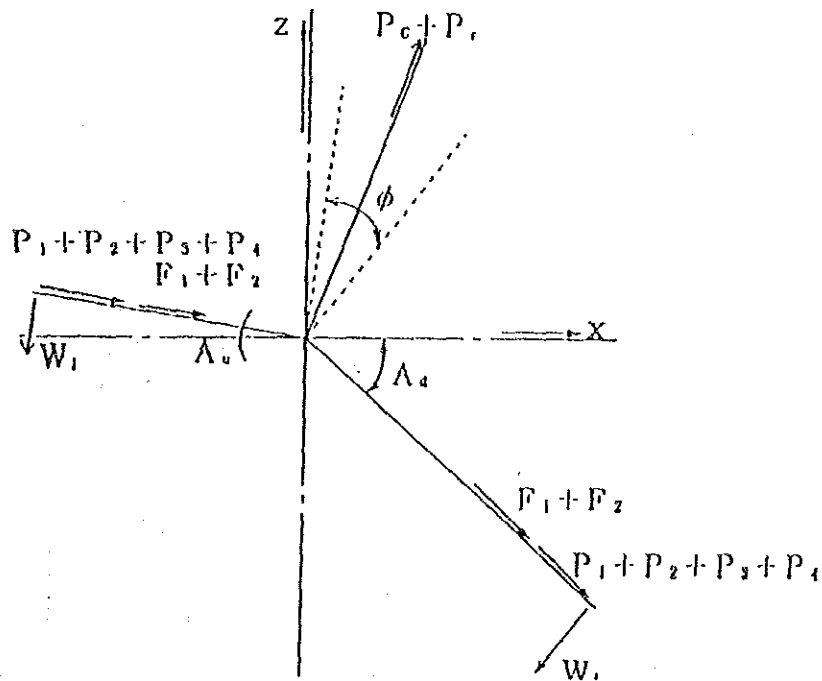
- ・ 下部鉄管からの推力

$$P = P_1 + P_2 + P_3 + P_4 - (\pm F_1 \pm F_2)$$

(+) は温度上昇時

(-) は温度下降時

F_1 , F_2 の摩擦力については組合せの不利な方を使用する。



(b) 安定のための条件

アンカーブロックが安定であるためには、次の条件を満足しなければならない。

i) 転倒に対する安定

アンカーブロックに採用する荷重を最悪条件のもとで合成し、その合成力の作用線がアンカーブロック底部の中央1/3に入るようにしなければならない。

$$e \leq \frac{l}{6} \quad (\text{合力の作用位置が middle third に入ること})$$

ii) 滑動に対する安定

アンカーブロック底部に生ずる鉛直力は、水平力を滑動係数で除した値より大きくしなければならない。

$$\frac{\Sigma H}{\Sigma V} \leq 0.5$$

アンカーブロックと地盤間の滑動係数としては基礎の状況に応じ次の値を標準にとっている。

良質の岩盤の場合	0.75
軟弱岩盤及び砂利総の場合	0.50
粘土の場合	0.30

iii) 圧かいに対する安定

アンカーブロックに生ずる圧縮応力が基礎の支持力及びコンクリートの許容応力以内であること。

地盤の許容支持力

地盤の種類	許容支持力 (t/m ²)
砂又は粘土	10
砂混じり粘土又はローム	15
砂利と砂の混合物	20
砂利	30
軟岩：けつ岩・土丹等	100
粘板岩・片岩等の水成岩	250
硬岩：花崗岩・せん緑岩・片麻岩 安山岩等の火成岩及び硬い れき岩等	400

$$\sigma = \frac{\Sigma V}{l \cdot b} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{l} \right) \leq 18.0 \text{ t/m}^2$$

ここに、

σ ; 地盤応力 (t/m²)

e ; 偏心距離 (m)

l ; 固定台の長さ (m)

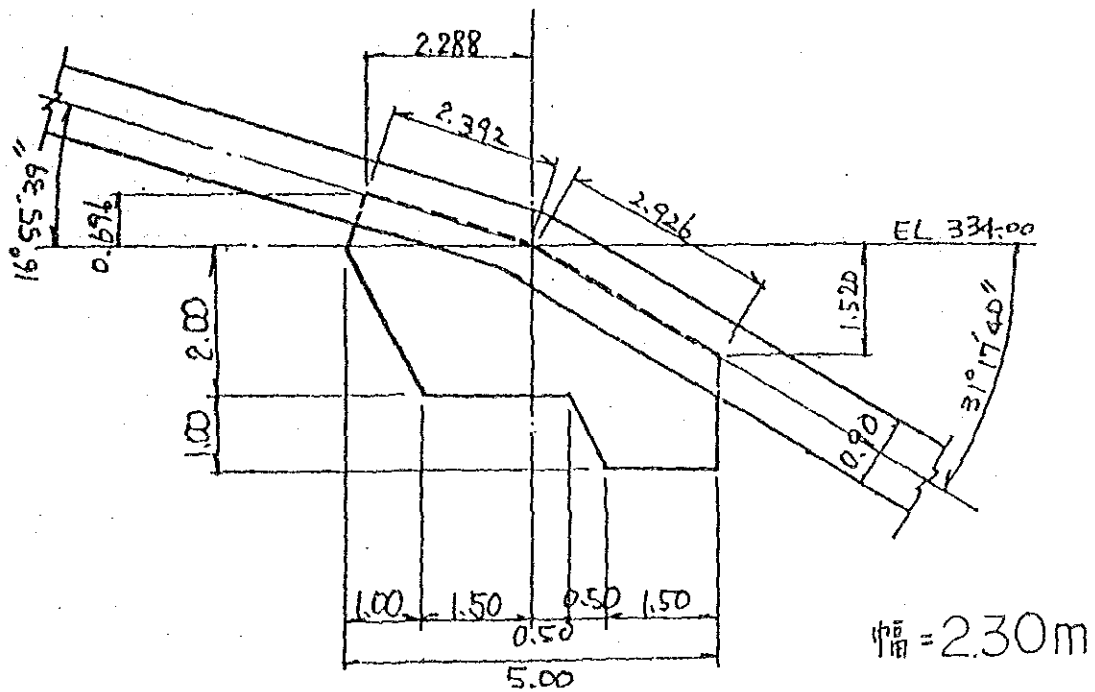
b ; 固定台の幅 (m)

H ; 水平方向の作用力 (t)

V ; 鉛直方向の作用力 (t)

(c) 計算結果

i) No 1-5 Anchor bloc (前期)



アンカーブロックの直上に鉄管と管内水重のみを考慮する。

① 転倒に対する安定

[常時]

	V(t)	H(t)	X(m)	Y(m)	Z(m)	V · X(tm)	V · Y(tm)	H · Z(tm)
自重	49.595	0.000	0.035	0.000	1.704	1.752	0.000	0.000
外力	-16.120	7.615	0.000	0.000	3.000	0.000	0.000	22.844
計	33.474	7.615				1.752	0.000	22.844

$$\Sigma M = V \cdot X + H \cdot Z = 24.596 \text{ (t} \cdot \text{m)}$$

$$X_m = 24.596 / 33.474 = 0.735 \text{ (m)}$$

$$e = 5.000 / 2 - (2.500 - 0.735) = 0.735 \text{ (m)} < 5.000 / 6 = 0.833 \text{ (m)}$$

[地震時]

	V(t)	H(t)	X(m)	Y(m)	Z(m)	V · X(tm)	V · Y(tm)	H · Z(tm)
自重	49.595	0.992	0.035	0.000	1.704	1.752	0.000	0.000
外力	-16.120	7.615	0.000	0.000	3.000	0.000	0.000	22.844
計	33.474	8.606				1.752	0.000	24.534

$$\Sigma M = V \cdot X + H \cdot Z = 26.286 \text{ (t} \cdot \text{m)}$$

$$X_m = 26.286 / 33.474 = 0.785 \text{ (m)}$$

$$e = 5.000 / 2 - (2.500 - 0.753) = 0.753 \text{ (m)} < 5.000 / 6 = 0.833 \text{ (m)}$$

② 滑動に対する安定

$$H / V \leq 0.5$$

$$f ; \text{地盤とアンカーブロックとの間の滑動係数} = 0.50$$

[常時]

$$7.615 / 33.474 = 0.23 < 0.5$$

[地震時]

$$8.606 / 33.474 = 0.26 < 0.5$$

③ 地盤応力

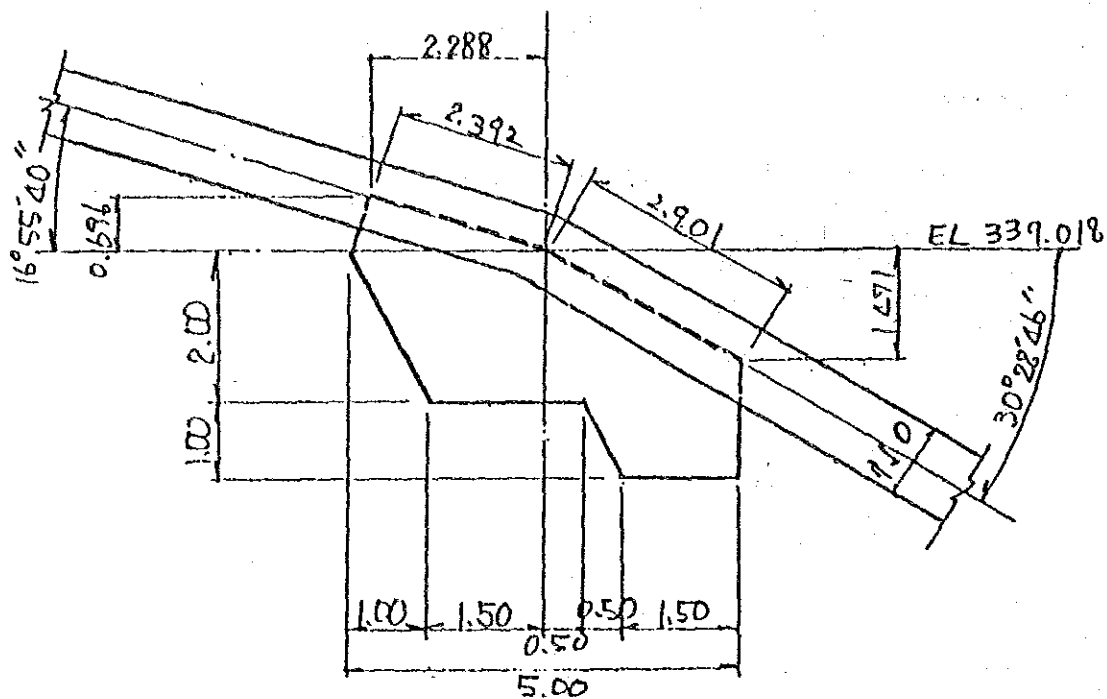
[常時]

$$\begin{aligned}\sigma &= V / (l \cdot b) \times (1 \pm 6 \cdot e / l) \\ &= 33.474 / (5.000 \times 2.300) \times (1 \pm 6 \times 0.735 / 5.000) \\ &= \left. \begin{array}{l} 5.477 \quad (\text{t/m}^2) \\ 0.344 \quad (\text{t/m}^2) \end{array} \right\} < 18.0 \quad (\text{t/m}^2)\end{aligned}$$

[地震時]

$$\begin{aligned}&= 33.474 / (5.000 \times 2.300) \times (1 \pm 6 \times 0.785 / 5.000) \\ &= \left. \begin{array}{l} 5.654 \quad (\text{t/m}^2) \\ 0.168 \quad (\text{t/m}^2) \end{array} \right\} < 18.0 \quad (\text{t/m}^2)\end{aligned}$$

ii) No 2-5 Anchor bloc (後期)



幅 = 3.00m

アンカーブロックの直上の鉄管と管内水重のみを考慮する。

① 転倒に対する安定

[常時]

	V(t)	H(t)	X(m)	Y(m)	Z(m)	V · X(tm)	V · Y(tm)	H · Z(tm)
自重	64.389	0.000	0.045	0.000	1.693	2.923	0.000	0.000
外力	-20.878	9.866	0.000	0.000	3.000	0.000	0.000	29.597
計	43.510	9.866				2.923	0.000	29.597

$$\Sigma M = V \cdot X + H \cdot Z = 32.520 \text{ (t} \cdot \text{m)}$$

$$X_m = 32.520 / 43.510 = 0.747 \text{ (m)}$$

$$e = 5.000 / 2 - (2.500 - 0.747) = 0.747 \text{ (m)} < 5.000 / 6 = .833 \text{ (m)}$$

[地震時]

	V(t)	H(t)	X(m)	Y(m)	Z(m)	V · X(tm)	V · Y(tm)	H · Z(tm)
自重	64.389	1.288	0.045	0.000	1.693	2.923	0.000	2.180
外力	-20.878	9.866	0.000	0.000	3.000	0.000	0.000	29.597
計	43.510	11.153				2.923	0.000	31.777

$$\Sigma M = V \cdot X + H \cdot Z = 34.700 \text{ (t} \cdot \text{m)}$$

$$X_m = 34.700 / 43.510 = 0.798 \text{ (m)}$$

$$e = 5.000 / 2 - (2.500 - 0.798) = 0.798 \text{ (m)} < 5.000 / 6 = .833 \text{ (m)}$$

② 滑動に対する安定

$$H / V \leq 0.5$$

[常時]

$$9.866 / 43.510 = 0.23 < 0.50$$

[地震時]

$$11.153 / 43.510 = 0.26 < 0.50$$

③ 地盤応力

[常時]

$$\begin{aligned}\sigma &= V / (\ell \cdot b) \times (1 \pm 6 \cdot e / \ell) \\ &= 43.510 / (5.000 \times 3.000) \times (1 \pm 6 \times 0.747 / 5.000) \\ &= 5.502 \quad (\text{t/m}^2) \\ &\quad 0.299 \quad (\text{t/m}^2) \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} &= 5.502 \\ &= 0.299 \end{aligned}} \right\} < 18.0 \quad (\text{t/m}^2)\end{aligned}$$

[地震時]

$$\begin{aligned}&= 43.510 / (5.000 \times 3.000) \times (1 \pm 6 \times 0.798 / 5.000) \\ &= 5.677 \quad (\text{t/m}^2) \\ &\quad 0.125 \quad (\text{t/m}^2) \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} &= 5.677 \\ &= 0.125 \end{aligned}} \right\} < 18.0 \quad (\text{t/m}^2)\end{aligned}$$

A5.10 日本におけるFRP (M) 管の施工実績 (I)

Penstocks

企業者名	発電所名	施工年度	管種	最大出力 (kW)	最大使用 水量 (m ³ /S)	FRP管等		静水頭		備考
						呼び径 (mm)	延長 (m)	全管路 (m)	FRP管部 (m)	
北海道電力	ホヤ石川	S. 6 2	FRP	170	0.18	300	293	有効落差: 134.44m I類 設計内圧: 14.1kg/cm ²		
東北電力	大不動	S. 6 1	FRP	1,400	2.33	1,100	96	82.1	74.3	I類
東京電力	津金	S. 6 1	FRP	909	0.695	800	221	130.3	112.8	I類
東京電力	黒川	S. 6 1	FRP	800	3.62	1,350	55	30.3	12.7	I類
関西電力	万波	S. 6 2	FRP	12,400	5.00	1,500	168	303.6	61.0	I類
東星興業	駒込	S. 6 3	FRP	4,000	8.15	1,800	84	60.6	52.6	I類
金沢市	新内川第二	S. 6 3	FRP	3,000	3.70	1,350	114	100.6	72.3	I類
岩手県	入畑	H. 1	FRP	2,100	3.50	1,500	207	81.2	79.8	I類
秋田県	八幡平第二	S. 6 0	FRPM	1,500	1.80	1,200	881	100.5	100.5	I類
新潟県 新発田市	内之倉 (土改)	H. 1	FRP	2,800	5.00	1,200	230	69.4	56.5	I類
秋田県 西目町	西目	S. 6 2	FRPM &FRP	740	0.80	600	520	有効落差 116.00 m		I類
鳥取県 日南町	新日野上 (農協)	H. 1	FRPM	560	4.00	1,500	780	有効落差 30.00 m		I類
鳥取県 日南町	新日野上 (農協)	H. 1	FRPM	560	4.00	1,500	300	有効落差 30.00 m		I類
東北電力	大笹生	H. 2	FRP	11,400	6.50	1,650 1,500	480	215.2	174.3	I類

Except for Penstocks

企業者名	発電所名	用途	呼び径	延長(m)	管種	備考
北海道電力	秋ノ川	導水路	1200	128	FRPM	Ⅱ類
北海道電力	志比内	余水管	900	31	FRP	Ⅰ類
東北電力	仙台火力	灰流管	1200	100	FRPM	Ⅰ類
東北電力	小川	余水管	1000	149	FRP	Ⅰ類
東北電力	葛根田	余水管	800	309	FRP	Ⅰ類, コンクリート巻立
東北電力	横川	導水路	1350	315	FRPM	Ⅰ類
東北電力	宮古	導水路	2200	76	FRPM	Ⅰ類
東北電力	両津火力	冷却水取水管	500	173	FRPM	Ⅰ類
東京電力	小野川	余水管	1500, 1650	195	FRPM	Ⅰ類
東京電力	箕輪	余水管	1200	129	FRP	Ⅰ類
東京電力	箕輪	余水管	1200, 1500	46	FRPM	Ⅰ類
東京電力	津金	導水路	900	43	FRP	Ⅰ類, 水管橋
東京電力	津金	余水管	450	274	FRPM	Ⅰ類
東京電力	鹿沢	導水路	1200	835	FRPM	Ⅰ類
東京電力	谷村	導水路	3000	380	FRPM	Ⅰ類, トンネル内
東京電力	塔之沢	導水路	1800	13	FRP	Ⅰ類, 水管橋
東京電力	塔之沢	余水管	700, 800	121	FRP	Ⅰ類
東京電力	東願島火力	冷却水取水管	900, 1100	85	FRPM	Ⅰ類
東京電力	霞沢	排砂管	500, 450	725	FRPM	Ⅰ類
中部電力	落合	余水管	500	194	FRPM	Ⅰ類
関西電力	橋谷	導水路	900	273	FRPM	Ⅰ類, コンクリート巻立
関西電力	橋谷	導水路	900	270	FRPM	Ⅰ類, コンクリート巻立
関西電力	草野川	導水路	700	230	FRPM	Ⅰ類, コンクリート巻立
中国電力	匹見	余水管	600	241	FRPM	Ⅰ類
四国電力	東豊水	導水路	1000	50	FRP	Ⅰ類, トンネル内
四国電力	東豊水	導水路	1100	90	FRPM	Ⅱ類
九州電力	軸丸	導水路	1800	130	FRPM	Ⅰ類
九州電力	内之滞	余水管	800 ~ 1350	329	FRP	Ⅰ類, コンクリート巻立
秋田県	八幡平第二	導水路	1200	1045	FRPM	Ⅰ類
秋田県	八幡平第二	導水路	1200	500	FRPM	Ⅱ類
電源開発	石川石炭火力	冷却水放流管	2800	564	FRP	Ⅰ類
岡山県	倉見川	余水管	600	148	FRPM	Ⅰ類
岡山県	阿波	導水路	900	1200	FRPM	Ⅰ類
岡山県	阿波	余水管	400	72	FRPM	Ⅰ類, コンクリート巻立
東星興業	駒込	余水管	1100	60	FRP	Ⅰ類
秋田県 西目町	西目	余水管	500	523	FRPM & FRP	Ⅰ類
鳥取県 日南町	新日野上 (農協)	余水管	2000	128	FRPM	Ⅱ類
東北電力	大笹生	余水管	1200, 900	557	FRPM	Ⅰ類

A5.11 FRP管と鋼管の工事費比較

FRP管と管径を同一とした鋼管を使用した水圧管路工事費(6,000KW分)を算定した。以下の通り。

		FRP管	鋼管	差額
水 圧 管 工 事 費	材料費	(1,000\$)	(1,000\$)	(1,000\$)
	鋼管	229	601	}
	FRP管	363	-	
	据付費	363	369	6
	運転費	320	294	△26
	技術管理費	243	328	85
計		1,518	1,592	74
土木工事費		744	772	28
計		(100%) 2,262	(104.5%) 2,364	(4.5%) 102

A5.12 土捨場の包容量算定

(単位：m³)

発生場所		掘削土量	増加率	増加量	捨土率	捨土量	備考
(前期)							
取水ダム	土岩	483	1.3	628	100	626	埋戻量 2
		1,482	1.3	1,927	30	578	
取水口	土岩	85	1.3	111	100	31	"
		480	1.3	624	30	187	
沈砂池	土岩	110	1.3	143	100	-772	"
		844	1.3	1,097	30	329	
蓋渠	土岩	6	1.3	8	100	-171	"
		963	1.3	1,252	30	376	
導水路トンネル	岩	1,996	1.5	2,994	20	599	
排砂路	土岩	95	1.3	124	100	124	
		279	1.5	418	20	84	
取水ダム取付道路	土	2,000	1.3	2,600	100	2,600	
排砂路道路	土	4,250	1.3	5,525	100	5,525	
A土捨場	土	60	1.3	78	100	78	
以上計						10,194	A土捨場の合計 捨土量 = 10,194 m ³
水圧管路	土岩	1,900	1.3	2,470	100	1,320	埋戻量 1,150
		2,105	1.3	2,737	100	2,737	
発電所	土	386	1.3	502	100	428	" 74
放水口	土	268	1.3	348	100	348	
開閉所	土	156	1.3	203	100	91	" 112
発電所取付道路	土	5,600	1.3	7,280	100	7,280	
B土捨場	土	17	1.3	22	100	22	
以上計						12,226	B土捨場の合計 捨土量(前期) = 12,226 m ³
(後期)							
水圧管路	土岩	2,892	1.3	3,760	100	2,590	埋戻量 1,170
		1,493	1.3	1,941	100	1,941	
発電所	土	1,899	1.3	2,469	100	2,469	
放水口	土	169	1.3	220	100	220	
以上計						7,220	B土捨場の合計 捨土量(後期) = 7,220 m ³

A5.13 損失水頭の計算

(a) 計算ケース

ケース	①	②	③
出力	2,000kW 完成時	4,000kW 完成時	
水路内径 (m)	2.0 → 0.9 → 0.5	2.0 → 0.9 → 0.5	2.0 → 1.1 → 0.75
最大使用水量 (m ³ /s)	1.6 → 1.6 → 0.8	4.8 → 1.6 → 0.8	4.8 → 3.2 → 1.6

(b) 計算式

i) 取水口

• 取水口流入による水面低下量

$$\Delta h_e = f_e \cdot V_2^2 / 2g + (V_2^2 / 2g - V_1^2 / 2g)$$

Δh_e ; 流入による水面低下量 (m)

f_e ; 流入損失係数 = 0.20 (方形丸味つき)

V_1 ; 流入前の流速 = 0.00 (m/s)

V_2 ; 流入後の流速 = $Q / B h$ (m/s)

B ; 流入口の幅 = 6.00

h ; 流入口の水深 = 468.00 - 466.50 = 1.50 (m)

• パイプスクリーンによる水面低下量

$$\Delta h_r = f_r \cdot V_1^2 / 2g + (V_2^2 / 2g - V_1^2 / 2g)$$

Δh_r ; スクリーンによる水面低下量 (m)

f_r ; スクリーン損失係数 = $\beta \sin \theta \left(\frac{t}{b} \right)^{3/2} = 0.424$

β ; スクリーンバーの断面形状による係数 = 1.79

θ ; スクリーンバーの傾斜角 = 90 (°)

t ; スクリーンバーの太さ = 76 (mm)

b ; スクリーンバーの純間隔 = 224 (mm)

V_1 ; 流入前の流速 (m/s)

V_2 ; 流入後の流速 (m/s)

B ; スクリーン全体の幅 = 6.00 (m)

●スクリーンバーによる水面低下量

$$\Delta h r = f r \cdot V_1^2 / 2g + (V_2^2 / 2g - V_1^2 / 2g)$$

$\Delta h r$; スクリーンによる水面低下量 (m)

$$f r ; \text{スクリーン損失係数} = \beta \sin \theta \cdot (t/b)^{3/2} = 0.121$$

$$\beta ; \text{スクリーンバーの断面形状による係数} = 2.34$$

$$\theta ; \text{スクリーンバーの傾斜角} = 75 (^\circ)$$

$$t ; \text{スクリーンバーの太さ} = 10 (\text{mm})$$

$$b ; \text{スクリーンバーの純間隔} = 90 (\text{mm})$$

$$V_1 ; \text{流入前の流速 (m/s)}$$

$$V_2 ; \text{流入後の流速 (m/s)}$$

$$B ; \text{スクリーン全体の幅} = 6.00 (\text{m})$$

ii) 沈砂池

●スクリーンバーによる水面低下量

$$\Delta h r = f r \cdot V_1^2 / 2g + (V_2^2 / 2g - V_1^2 / 2g)$$

$\Delta h r$; スクリーンによる水面低下量 (m)

$$f r ; \text{スクリーン損失係数} = \beta \sin \theta \cdot (t/b)^{3/2} = 0.356$$

$$\beta ; \text{スクリーンバーの断面形状による係数} = 2.34$$

$$\theta ; \text{スクリーンバーの傾斜角} = 75 (^\circ)$$

$$t ; \text{スクリーンバーの太さ} = 10 (\text{mm})$$

$$b ; \text{スクリーンバーの純間隔} = 40 (\text{mm})$$

$$V_1 ; \text{流入前の流速 (m/s)}$$

$$V_2 ; \text{流入後の流速 (m/s)}$$

$$B ; \text{スクリーン全体の幅} = 5.00 (\text{m})$$

●取合部 (漸縮) による水面低下量

$$\Delta h c = f c \cdot V_2^2 / 2g + (V_2^2 / 2g - V_1^2 / 2g)$$

$\Delta h c$; 取合部 (漸縮) による水面低下量 (m)

$$f c ; \text{漸縮による損失係数} = 0.001$$

$$V_1 ; \text{取合部始点の流速 (m/s)}$$

$$V_2 ; \text{取合部終点の流速 (m/s)}$$

$$B_1 ; \text{取合部始点の幅} = 5.00 (\text{m})$$

B_2 ; 取合部終点の幅 = 2.00 (m)

θ ; 漸縮の角度 = 46.40 (°)

iii) 導水路

• 導水路流入による損失水頭

$$h_e = f_e \cdot V_2^2 / 2g$$

h_e ; 流入損失水頭 (m)

f_e ; 流入損失係数 = 0.10 (円形丸味つき)

D ; 導水路の直径 = 2.00 (m)

V_2 ; 流入後の流速 (m/s)

• 導水路摩擦による損失水頭

$$h_f = f \cdot L / D \cdot V^2 / 2g$$

h_f ; 摩擦損失水頭 (m)

f ; 摩擦損失係数 = $124.5 \cdot n^2 / D^{1/3}$

n ; 0.013 (粗度係数)

L ; 導水路の長さ (m)

D ; 導水路の直径 = 2.00 (m)

V ; 水路内の流速 (m/s)

iv) 水圧管路

• 水圧管路の摩擦による損失水頭

$$h_f = f \cdot L / D \cdot V^2 / 2g$$

h_f ; 摩擦損失水頭 (m)

f ; 摩擦損失係数 = $124.5 \cdot n^2 / D^{1/3}$

n ; 粗度係数

n_1 ; 0.011 (FRP管)

n_2 ; 0.012 (鋼管)

L ; 管路の長さ (m)

D ; 導水路の直径 = 2.00 (m)

V ; 管路内の流速 (m/s)

● 水圧管路の分岐による損失水頭

$$h_b = f_b \cdot V^2 / 2g$$

h_b ; 分岐損失水頭 (m)

f_b ; 分岐損失係数 = 0.50

D ; 分岐前の水路の径 (m)

V ; 分岐前の管路内の流速 (m/s)

● 水圧管路の曲りによる損失水頭

$$h_c = f_{b1} \cdot f_{b2} \cdot V^2 / 2g$$

h_c ; 曲りによる損失水頭 (m)

f_b ; 曲りによる損失係数

$$; f_{b1} = 0.131 + 0.1632 (D/\rho)^{3.5}$$

$$; f_{b2} = (\theta/90^\circ)^{0.5}$$

D ; 管路の直径 (m)

ρ ; 管路の曲りの半径 (m)

θ ; 管路の曲りの交角 (°)

V ; 管路内の流速 (m/s)

● 水圧管路のバルブによる損失水頭

$$h_v = f_v \cdot V^2 / 2g$$

h_v ; バルブによる損失水頭 (m)

f_v ; バルブによる損失係数 = $t/d = 0.10$

D ; 直前の管路の直径 (m)

V ; 直前の管路内の流速 (m/s)

(c) 損失水頭の合計

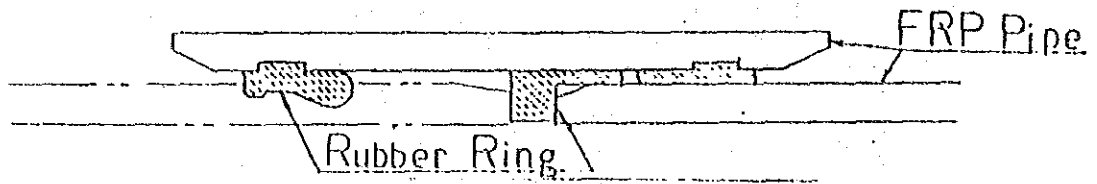
損失水頭の合計

(単位：m)

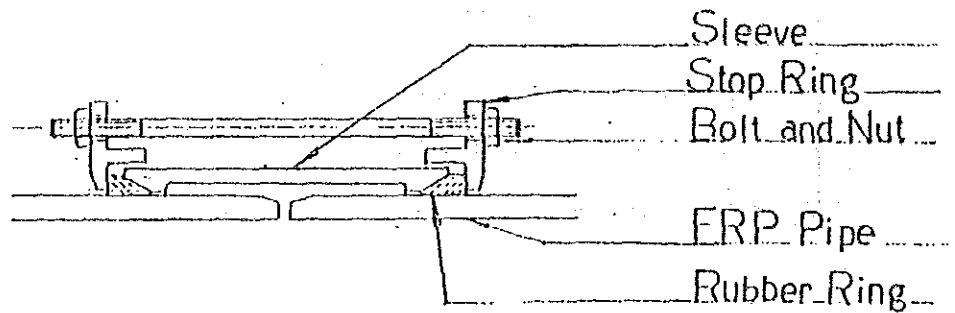
Case		①	②	③
Q (m ³ /s)		1.6	4.8	4.8
(Q')		1.6	1.6	3.2
(1) 取水口	流入	0.002	0.017	0.017
	ハイフスクリーン	0.001	0.006	0.006
	スクリーン	0.000	0.002	0.002
	小計	0.003	0.025	0.025
(2) 沈砂池	スクリーン	0.000	0.004	0.004
	取合	0.000	0.000	0.000
	小計	0.000	0.004	0.004
(3) 導水路	流入	0.001	0.012	0.012
	摩擦	0.043	0.391	0.391
	小計	0.045	0.403	0.403
その他		0.052	0.068	0.068
計		0.100	0.500	0.500
(4) 水圧管路	摩擦	2.220	2.244	2.498
	分岐	0.161	0.221	0.349
	曲がり	0.195	0.205	0.287
	バルブ	0.085	0.085	0.067
	他	0.439	0.545	0.599
	小計	3.100	3.30	3.800
合計		3.200	3.800	4.300

A5.14 Structures of T Type Joint (1 Type) and Sleeve Joint

FRP JOINT (FRP-FRP
FRP-STEEL)



SLEEVE JOINT



JICA